

Tata cara perhitungan debit banjir rencana



© BSN 2016

Hak cipta dilindungi undang-undang. Dilarang mengumumkan dan memperbanyak sebagian atau seluruh isi dokumen ini dengan cara dan dalam bentuk apapun serta dilarang mendistribusikan dokumen ini baik secara elektronik maupun tercetak tanpa izin tertulis dari BSN

BSN
Email: dokinfo@bsn.go.id
www.bsn.go.id

Diterbitkan di Jakarta

Daftar isi

Daftar isi.....	i
Daftar Gambar	iii
Daftar Tabel	iv
Prakata	v
Pendahuluan.....	vi
1 Ruang lingkup	1
2 Acuan normatif.....	1
3 Istilah dan definisi	1
4 Ketentuan dan persyaratan	4
4.1 Ketentuan	4
4.1.1 Data karakteristik DAS	4
4.1.2 Data hujan	4
4.1.3 Data debit sungai	4
4.1.4 Data hidrograf banjir.....	4
4.1.5 Data Morfologi sungai	4
4.2 Persyaratan	5
4.2.1 Data.....	5
4.2.2 Pengujian data	5
4.2.3 Penentuan metode perhitungan	5
4.2.4 Kalibrasi.....	8
5 Perhitungan debit banjir.....	8
5.1 Ketersediaan data debit maksimum sesaat untuk periode waktu ≥ 20 tahun.....	8
5.1.1 Analisis frekuensi debit banjir rencana	8
5.1.2 Pemilihan fungsi distribusi	9
5.1.3 Pengujian kecocokan fungsi distribusi (<i>goodness of fit</i>).....	9
5.1.4 Pendekatan grafis untuk menghitung besarnya banjir rencana	11
5.1.5 Cara analitis	11
5.2 Ketersediaan data debit maksimum sesaat untuk periode waktu < 20 tahun.....	18
5.2.1 Metode puncak banjir di atas ambang (<i>Peaks Over a Threshold</i>)	18
5.2.2 Metode MAF menggunakan data Karakteristik DAS	20
5.3 Kondisi tidak tersedia/sangat kurang data debit banjir sesaat.....	23
5.4 Ketersediaan data maksimum sesaat tidak tersedia / sangat kurang	23
5.4.1 Metode rasional praktis	23
5.4.2 Metode empiris	29

5.4.3 Perbandingan parameter dari metode perhitungan hidrograf banjir	41
5.4.4 Model matematik	44
5.5 Resume dan rekomendasi perhitungan debit banjir	44
Lampiran A(informatif)Contoh perhitungan debit banjir rencana dengan metode hidrograf satuan	46
Lampiran B(informatif)Tabel contoh pengujian data dan contoh perhitungan	50
Lampiran C(informatif)Cara perhitungan debit banjir rata-rata tahunan	55
dengan metode puncak banjir di atas ambang	55
Lampiran D(informatif)Debit banjir dengan metode rasional	56
Lampiran E(informatif)Referensi A - Analisis curah hujan untuk menunjang analisis banjir .	59
Lampiran F(informatif)Referensi B-Metode perhitungan debit banjir yang membutuhkan pengujian lebih lanjut	71
Lampiran G(informatif)Referensi C - Contoh perhitungan debit banjir dengan metode yang perlu pengkajian lebih lanjut.....	75
Bibliografi	79



Daftar Gambar

Gambar 1- Diagram perhitungan debit banjir rencana dengan berbagai metode yang tergantung pada ketersediaan data.	6
Gambar 2 - Prosedur perhitungan banjir rencana menggunakan analisa frekuensi	8
Gambar 3 - Penentuan batas ambang pada hidrograf aliran	19
Gambar 4 - Lengkung frekuensi banjir regional.....	22
Gambar 5 - Distribusi hujan dalam 24 jam (menurut Melchior)	27
Gambar 6 - Metode indeks \emptyset	30
Gambar 7 - Metode Horton.....	30
Gambar 8 - Debit aliran dasar merata	31
Gambar 9 – Debit aliran dasar ditarik dari titik permulaan hujan sampai titik belok di akhir hidrograf aliran	31
Gambar 10 - Debit aliran dasar terbagi menjadi dua bagian	31
Gambar 11 - Hidrograf aliran	32
Gambar 12 - Hidrograf aliran	32
Gambar 13 - Super posisi hidrograf aliran.....	32
Gambar 14 - Hidrograf satuan	33
Gambar 15 - Proses perhitungan hidrograf aliran	33
Gambar 16 - Hidrograf satuan sintetik SCS	37
Gambar 17- Hidrograf satuan	39
Gambar 18 - Sketsa Penetapan WF.....	40
Gambar 19 - Sketsa Penetapan RUA.....	40
Gambar 20 - Hidrograf satuan	40

Daftar Tabel

Tabel 1 Harga kritis Kolmogorov Smirnov	10
Tabel 2 Hubungan antara fungsi distribusi, parameter dan besarnya debit banjir rencana...	16
Tabel 3 Standar Gamma (W).....	17
Tabel 4 Luas di bawah kurva standar normal distribusi.....	18
Tabel 5 Luas DAS dengan ARF.....	20
Tabel 6 Harga V untuk berbagai Luas DAS.....	21
Tabel 7 Growth Factors GF (T,Area)	22
Tabel 8 Koefisien <i>Runoff</i> dan persentase kedap air	23
Tabel 9 Koefisien C_r	24
Tabel 10 Besarnya koefisien kekasaran (n).....	25
Tabel 11 Nilai koefisien limpasan	25
Tabel 12 Nilai koefisien limpasan	26
Tabel 13 Koordinat hidrograf satuan tak berdimensi SCS.....	37
Tabel 14 Perbandingan input, output dan parameter dari metode hidrograf satuan sintetis .	42
Tabel 15 Rangkuman pendekatan dan metode yang digunakan	45

Prakata

Standar Nasional Indonesia mengenai “Tata cara perhitungan debit banjir rencana” ini merupakan revisi dari SNI 03-2415-1991 Metode perhitungan debit banjir dengan penyempurnaan beberapa pasal berdasarkan standar-standar yang telah ada serta pengalaman di lapangan, dan beberapa penambahan antara lain dengan pengembangan metode yang menyempurnakan yang lama, penambahan penjelasan dan contoh perhitungan debit banjir agar mengikuti kaidah-kaidah baru yang berlaku.

Standar ini dimaksudkan sebagai panduan dalam melaksanakan perhitungan debit banjir rencana dengan berbagai cara, termasuk cara perhitungan debit banjir, hidrograf banjir, kriteria ketersediaan data, persyaratan, dan contoh-contoh perhitungan.

Standar ini disusun oleh Komite Teknis 91-01 Bahan Konstruksi Bangunan dan Rekayasa Sipil pada Subkomite Teknis Sumber Daya Air 91-01-S1 melalui Gugus Kerja Balai Hidrologi dan Tata Air, Pusat Penelitian dan Pengembangan Sumber Daya Air.

Tata cara penulisan disusun mengikuti PSN 08:2007 dan standar ini telah dibahas pada forum rapat konsensus pada 7 Oktober 2014 di Bandung dengan melibatkan para narasumber, pakar dan lembaga terkait serta telah melalui jajak pendapat dari tanggal 1 Juni 2015 sampai 30 Juli 2015.



Pendahuluan

Perhitungan debit banjir merupakan salah satu bagian yang penting dalam melakukan berbagai analisis, baik analisis untuk desain infrastruktur seperti bangunan air, kapasitas sungai, pembuatan bendung/bendungan, jembatan, saluran drainase dan lain-lain. Oleh karena itu, maka diperlukan perhitungan dalam menentukan besar dari debit banjir tersebut. Untuk memudahkan perhitungan debit banjir tersebut maka disusunlah standar ini.

Revisi standar ini dilakukan karena pada standar lama terdapat beberapa penambahan antara lain dengan pengembangan metode yang menyempurnakan yang lama, penambahan penjelasan dan contoh perhitungan debit banjir agar mengikuti kaidah-kaidah baru yang berlaku.

Standar ini dimaksudkan sebagai panduan dalam melaksanakan perhitungan debit banjir rencana dengan berbagai cara, juga membahas cara perhitungan debit banjir, hidrograf banjir, kriteria ketersediaan data, persyaratan, dan contoh-contoh perhitungan. Teknik perhitungan yang dibahas pada SNI ini hanya untuk menghitung secara manual dan tidak menggunakan model.

Dalam standar ini juga dilampirkan cara dan metode yang telah dikembangkan oleh beberapa instansi seperti ITB (ITB1, ITB2) dan Brawijaya (Limantara) yang ditujukan untuk menghitung besarnya debit banjir rencana, namun pada tahap ini metode ITB1, ITB2 dan Limantara tersebut masih membutuhkan pengujian dan modifikasi lebih lanjut agar besarnya nilai parameter dapat lebih stabil.

Tata cara perhitungan debit banjir rencana

1 Ruang lingkup

Standar ini menetapkan metode dan cara perhitungan debit banjir rencana di saluran atau sungai untuk keperluan perencanaan bangunan air yang mencakup berbagai ketersediaan data, persyaratan, dan metode yang umum digunakan terutama untuk aliran yang tidak dipengaruhi arus balik.

2 Acuan normatif

Dokumen referensi di bawah ini harus digunakan dan tidak dapat ditinggalkan untuk melaksanakan standar ini:

SNI 8066:2015 *Tata cara pengukuran debit aliran sungai dan saluran terbuka menggunakan alat ukur arus dan pelampung.*

SNI 6467.2:2012, *Tata cara pengukuran debit pada saluran terbuka secara tidak langsung dengan metode Kemiringan Luas (Slope Area Method).*

SNI 7746:2012, *Perhitungan hujan maksimum dan hujan maksimum boleh jadi dengan metode Hersfield.*

3 Istilah dan definisi

Beberapa istilah dan definisi yang terkait dalam tata cara perhitungan debit banjir ini adalah sebagai berikut:

3.1 banjir

peristiwa meluapnya air sungai melebihi palung sungai atau genangan air yang terjadi pada daerah yang rendah dan tidak bisa terdrainasikan

3.2

banjir rata-rata tahunan

besar debit banjir dari jumlah rangkaian banjir maksimum tahunan dibagi dengan jumlah tahun kejadian

3.3

daerah aliran sungai (DAS)

suatu wilayah daratan yang merupakan satu kesatuan dengan sungai dan anak-anak sungainya, yang berfungsi menampung, menyimpan, dan mengalirkan air yang berasal dari curah hujan ke danau atau ke laut secara alami, yang batas di darat merupakan pemisah topografi dan batas di laut sampai dengan daerah perairan yang masih terpengaruh aktivitas daratan

3.4

debit banjir rencana

debit maksimum dari suatu sungai, atau saluran yang besarnya didasarkan/terkait dengan periode ulang tertentu

3.5

debit banjir maksimum tahunan

debit aliran sesaat dengan puncak hidrograf tertinggi selama satu tahun pencatatan

3.6

debit rencana

besarnya debit banjir maksimum yang ditentukan berdasarkan periode ulang, faktor keamanan, ekonomi dan sosial

3.7

debit aliran permukaan

air yang masuk ke dalam sungai melalui permukaan tanah dan bawah permukaan

3.8

debit aliran dasar

terdiri dari aliran bawah permukaan (*subsurface*) ditambah aliran yang berasal dari air tanah

3.9

debit aliran

volume air yang mengalir melalui penampang melintang sungai atau saluran dalam satuan waktu tertentu, dinyatakan dalam satuan l/s atau m³/s

3.10

debit banjir sesaat maksimum

debit banjir maksimum tahunan yang terjadi sesaat sebelum dirata-rata

3.11

hidrograf banjir

hubungan antara muka air/debit dan waktu yang terbentuk akibat suatu/series dari hujan lebat

3.12

hidrograf satuan

hidrograf (hubungan antara muka air/debit dan waktu) yang terbentuk dari satu satuan hujan efektif, dengan durasi waktu curah hujan tertentu

3.13

hujan efektif

curah hujan dikurangi infiltrasi dan evaporasi/evapotranspirasi

3.14

hujan harian maksimum tahunan

akumulasi curah hujan yang terjadi selama satu hari dan tercatat sebagai curah hujan paling tinggi dalam satu tahun

3.15

hujan wilayah

curah hujan rata-rata dalam suatu daerah aliran sungai

3.16

hujan maksimum boleh jadi/*Probable Maximum Precipitation* (PMP)

tebalnya curah hujan turun dan merupakan batas atas secara fisik untuk suatu durasi dan daerah aliran sungai tertentu

3.17

hujan rencana

hujan dengan periode ulang tertentu

3.18**intensitas hujan**

tinggi curah hujan dalam periode tertentu, dinyatakan dalam satuan mm/jam

3.19**jaringan pos hujan**

susunan kerapatan lokasi pos hujan

3.20**karakteristik DAS**

gambaran spesifik mengenai DAS yang dicirikan oleh parameter yang berkaitan dengan keadaan morfometri, topografi, tanah, geologi, vegetasi, penggunaan lahan, hidrologi dan manusia

3.21**koefisien pengaliran**

besaran tertentu untuk menghitung debit, yang besarnya tergantung pada karakteristik DAS setempat

3.22**koefisien limpasan**

nilai perbandingan antara jumlah limpasan permukaan dengan jumlah hujan yang jatuh

3.23**periode ulang**

selang waktu pengulangan suatu kejadian (terlampau) pada kurun waktu tertentu (T)

3.24**pencilan (*outlier*, data bias)**

data yang keluar dari populasinya dan jarang terjadi serta besarnya jauh dari yang lainnya, nilainya bisa sangat besar atau kecil dibandingkan dengan yang lainnya

3.25**probabilitas kejadian debit banjir**

kemungkinan terjadinya banjir pada sembarang tahun (p)

3.26**rangkaian debit banjir tahunan**

urutan debit banjir maksimum tahunan

3.27**tinggi curah hujan**

tinggi tampungan air dalam mm yang diukur dengan alat penakar hujan

3.28**waktu konsentrasi**

waktu yang diperlukan air hujan untuk mengalir dari titik terjauh pada suatu DAS ke titik yang ditinjau yang terletak di bagian hilir sungai

4 Ketentuan dan persyaratan

4.1 Ketentuan

Untuk melaksanakan perhitungan debit banjir rencana ini diperlukan data-data sebagai berikut:

4.1.1 Data karakteristik DAS

Karakteristik DAS yang terdiri dari kondisi topografi, kondisi geologi, dan kondisi tutupan lahan dibutuhkan dalam memperkirakan nilai parameter dan besarnya debit banjir :

- 1) **Karakteristik topografi DAS** adalah bentuk dan ukuran DAS, kemiringan lereng, dan umumnya ditentukan dari peta topografi skala 1:250.000 atau lebih besar dan dalam hal khusus digunakan peta berukuran skala besar;
- 2) **Karakteristik geologi dan tanah DAS** meliputi:
 - a) Jenis batuan;
 - b) Penyebaran jenis batuan dan luas batuan;
 - c) Sifat fisik batuan;
 - d) Keceragaman dari jenis batuan;
 - e) Tekstur dan struktur tanah;
- 3) **Karakteristik tata guna lahan**, yaitu luas dan jenis tata guna tanah yang sangat berpengaruh terhadap koefisien aliran dan kapasitas infiltrasi.

4.1.2 Data hujan

Dalam perhitungan banjir data hujan yang diperlukan adalah tinggi curah hujan harian maksimum, intensitas hujan dengan berbagai durasi curah hujan, pola distribusi curah hujan, jaringan pos hujan yang mampu memantau karakteristik hujan di dalam DAS dengan periode pencatatan curah hujan yang memadai.

4.1.3 Data debit sungai

Debit sungai yang diperlukan dalam perhitungan ini ialah data debit banjir maksimum sesaat tahunan dari berbagai tahun kejadian.

4.1.4 Data hidrograf banjir

Data hidrograf banjir yang diperlukan untuk pembuatan hidrograf satuan adalah hidrograf banjir sesaat dengan puncak tunggal. Untuk perhitungan hidrograf satuan ini tidak boleh menggunakan data debit yang datanya dipengaruhi bendung/bendungan.

4.1.5 Data Morfologi sungai

Data morfologi sungai yang berkaitan dengan perhitungan banjir yaitu :

- 1) Geometri sungai, meliputi panjang, lebar, kemiringan, ketinggian, dan kekasaran alur dan palung sungai;
- 2) Bangunan sungai yang dapat digunakan sebagai sarana monitoring debit banjir, seperti bendung dan cek dam.

4.2 Persyaratan

4.2.1 Data

Persyaratan data dalam perhitungan banjir rencana meliputi ketersediaan dan kualitas datanya. Untuk analisis frekuensi debit banjir agar diperiksa data yang digunakan (debit banjir sesaat maksimum tiap tahun), periode pencatatan data sebaiknya lebih dari 20 tahun pengamatan dan dipelajari karakteristik dari fungsi distribusi datanya.

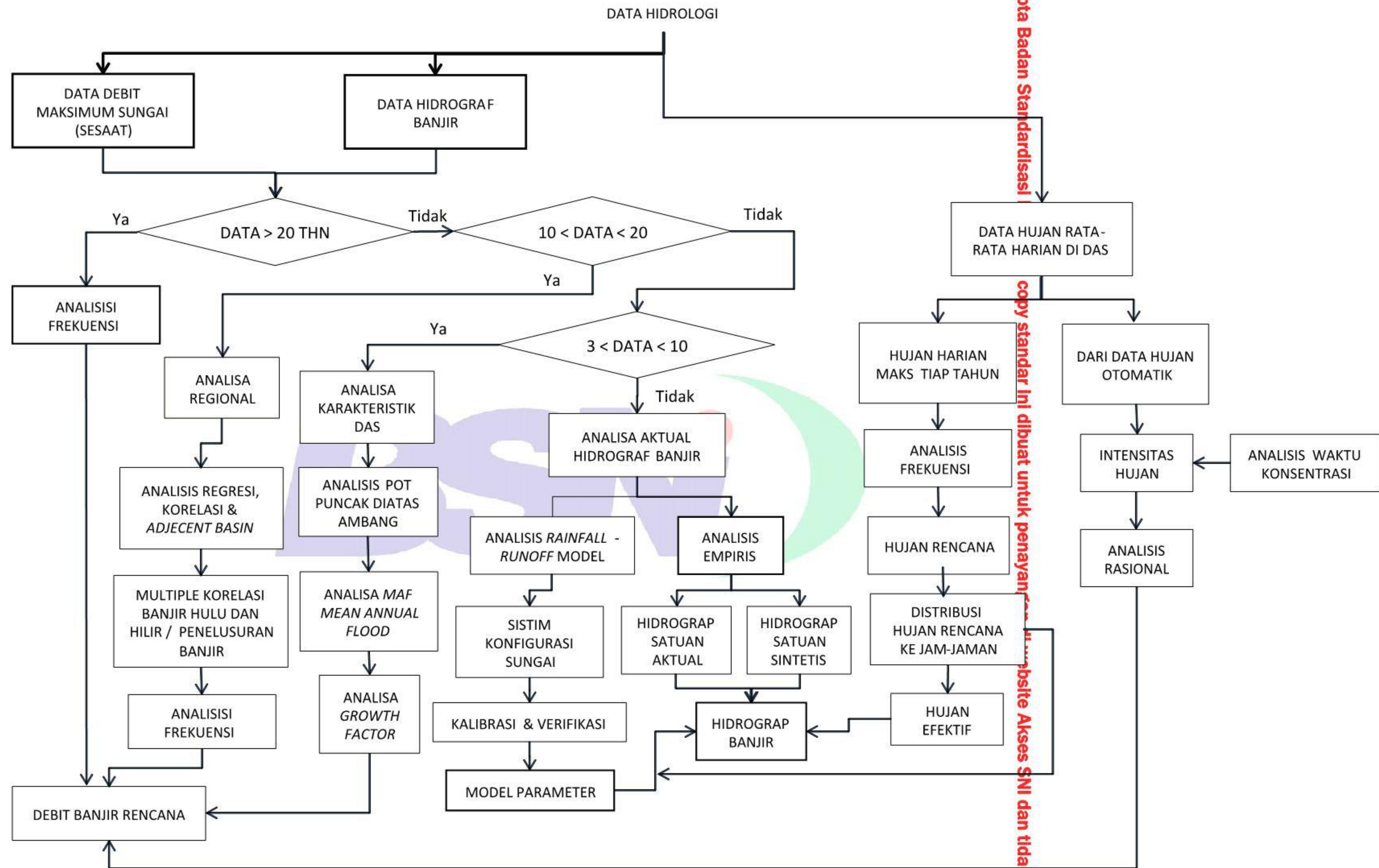
4.2.2 Pengujian data

Sebelum data debit dan data hujan digunakan dalam perhitungan debit banjir rencana dan hujan rencana, seri data debit banjir maksimum sesaat / seri data hujan harian maksimum perlu diuji dengan analisis pencilan (*outlier*) dan analisis kecenderungan (*trend*).

4.2.3 Penentuan metode perhitungan

Metode yang dapat digunakan untuk perhitungan debit banjir rencana sangat tergantung pada ketersediaan data debit banjir sesaat maksimum dan periode waktu pengamatannya yang dapat dilihat pada Gambar 1. Data yang digunakan untuk perhitungan debit banjir rencana boleh menggunakan data debit maksimum sesaat tidak runtut waktu dan data kosong tidak perlu dilakukan pengisian data.





Gambar 1- Diagram perhitungan debit banjir rencana dengan berbagai metode yang tergantung pada ketersediaan data

Berdasarkan kondisi data yang tersedia maka metode dalam perhitungan debit banjir rencana dapat diklasifikasikan dan uraian sebagai berikut :

1. Ketersediaan data debit banjir pengamatan (*gauged catchment*)
 - a) Ketersediaan data debit maksimum sesaat untuk periode waktu > 20 tahun, metode yang dapat digunakan adalah :
Metode analisis probabilitas frekuensi debit banjir, apabila data debit banjir sesaat maksimum tersedia cukup panjang (> 20 tahun), analisisnya dapat menggunakan fungsi distribusi yang paling sesuai seperti Gumbel, Log Pearson, atau Log Normal distribusi, baik untuk cara grafis maupun analitis;
 - b) Ketersediaan data debit maksimum sesaat untuk periode waktu < 20 tahun, metode yang dapat digunakan adalah
 - 1) Metode analisis regional, apabila data debit observasi debit sesaat maksimum yang tersedia kurang dari 20 tahun dan lebih besar dari 10 tahun maka dapat digunakan penambahan dengan debit sintetis dari analisis regional DAS tetangganya (yang dihitung dengan menggunakan analisis frekuensi debit observasi yang mempunyai pengamatan > 20 tahun atau dari hubungan antara hujan dan debit pada kejadian curah hujan maksimum yang mana parameter hubungannya diperoleh dari hasil kalibrasi). Hasil analisis regional ini dapat digunakan bila karakteristik DAS dan curah hujan tetangganya homogen. Pengujian homogenitas tersebut dapat dilakukan dengan pendekatan korelasi antara kedua DAS;
 - 2) Metode puncak banjir di atas ambang (*Threshold*), apabila data debit banjir sesaat yang tersedia diantara 3 tahun sampai dengan 10 tahun. Metode ini didasarkan pada pengambilan puncak banjir dalam selang satu tahun (beberapa kejadian) di atas suatu ambang tertentu dan hanya cocok untuk data yang didapat dari pos duga air otomatis (PDAO);
2. Ketersediaan data debit banjir pengamatan tidak tersedia (*ungauged catchment*)
 - a) Menggunakan data hujan bila data debit sesaat sangat minimum/tidak tersedia, Metode empiris yang dapat digunakan apabila perkiraan besarnya banjir didasarkan pada variabel hujan dan karakteristik DAS antara lain :
 - 1) Metode Rasional, Der Weduwen, Melchior dan Haspers
 - 2) Metode hidrograf satuan;
 - a. Metode hidrograf satuan aktual, yang mana pembentukan hidrograf satuannya dari data monitoring hidrograf banjir dengan melakukan pengukuran debit dilapangan pada saat muka air di sungai naik dan turun.
 - b. Metode hidrograf satuan sintetis, yang pembentukan hidrograf satuannya dari data karakteristik DAS seperti panjang sungai (L), panjang sungai ke titik berat (Lc), kemiringan DAS, dan lain-lain. Metode sintetis ini telah banyak digunakan seperti metode Snyder, metode *US-Soil Conservation Service*.
 - b) Menghitung debit banjir rata-rata tahunan (*Mean Annual Flood*, MAF) dengan Metode Karakteristik DAS
Persamaan-persamaan regresi dihasilkan oleh *Institute of Hydrology*, (IOH) dan Direktorat Penelitian Masalah Air untuk dapat mengkorelasikan data hujan dan karakteristik DAS dengan periode ulang tertentu dengan menggunakan lengkung analisis regional (GF, *growth factor*);
 - c) Menghitung debit banjir sintetis, diperoleh dari hasil simulasi hujan dan debit untuk periode waktu ≥ 20 tahun sebagai input ke analisa frekuensi.
Model matematik hubungan antara hujan dan debit melalui tahapan kalibrasi, diupayakan mendapatkan parameter model yang dapat merepresentasikan periode pengamatan yang ada. Parameter tersebut digunakan untuk mendapatkan banjir pada waktu terjadi hujan yang paling lebat dari setiap tahunnya. Setelah didapat

puncak-puncak banjir dari simulasi tersebut selanjutnya debit banjir rencana dihitung dengan menggunakan analisis frekuensi dari salah satu fungsi distribusi yang tepat seperti Gumbel, Pearson, Log Pearson, Gamma, Log Gamma, Normal, dan Log Normal.

4.2.4 Kalibrasi

Untuk kondisi debit banjir dihitung dari data curah hujan maka perlu dilakukan kalibrasi parameter model dengan *trial and error* atau otomatis kalibrasi hingga diperoleh hubungan yang baik antara hidrograf hasil perhitungan dengan hidrograf hasil pengamatan. Diperlukan verifikasi tingkat kewajaran untuk besaran dari debit banjir yang dihitung tanpa menggunakan kalibrasi dengan data observasi.

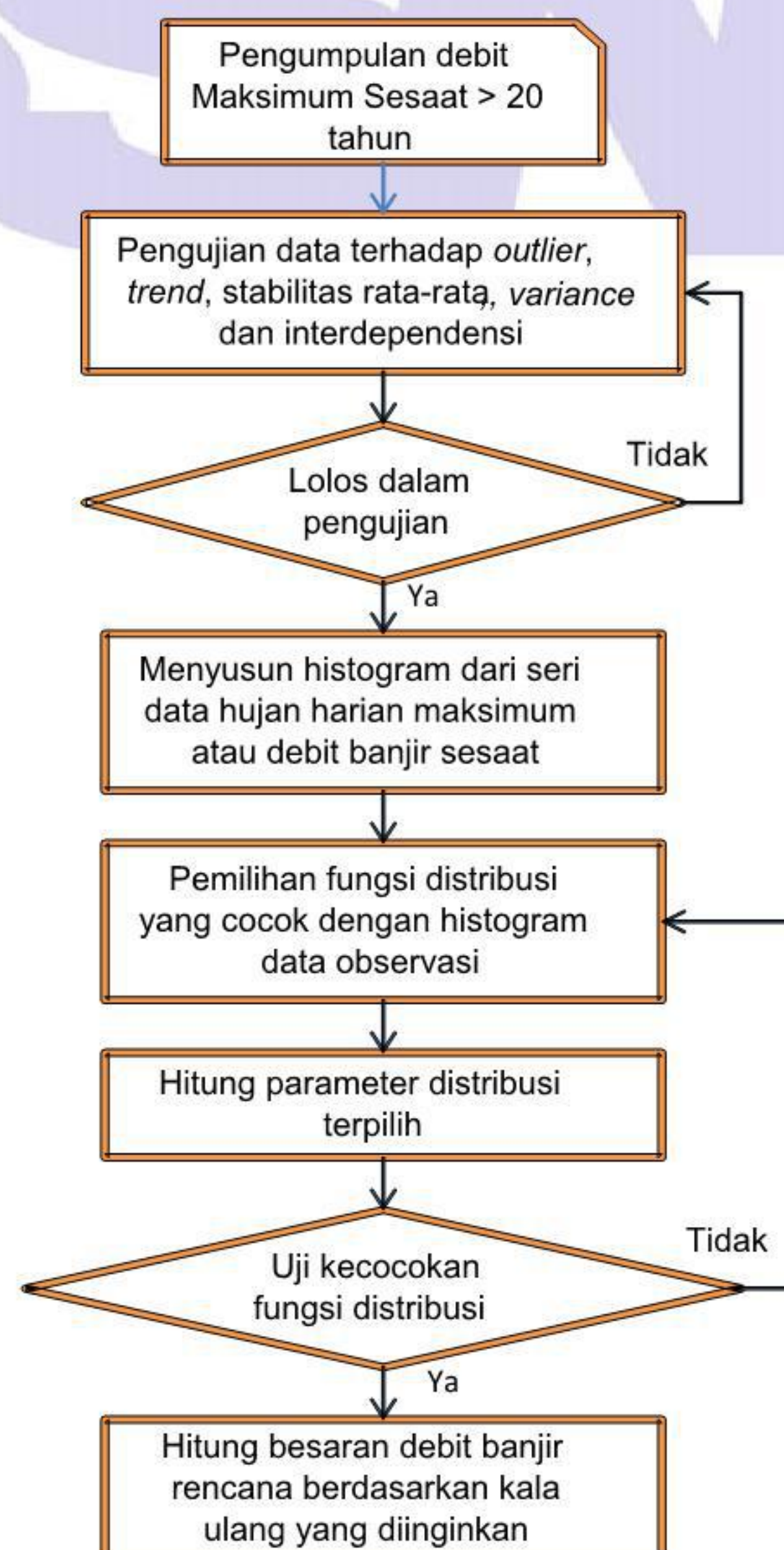
5 Perhitungan debit banjir

5.1 Ketersediaan data debit maksimum sesaat untuk periode waktu ≥ 20 tahun

Untuk kondisi yangmana tersedia data debit pengamatan sesaat hasil observasi/hasil simulasi akan dilakukan analisis dengan prosedur sebagai berikut :

5.1.1 Analisis frekuensi debit banjir rencana

Analisis hubungan periode ulang (T) dan perhitungan probabilitas (p) dinyatakan dengan $p = 1/T$. Untuk perhitungan analisa frekuensi dapat dilakukan dengan analitis atau grafis. Untuk perhitungan debit banjir rencana dari data debit dengan ketersediaan data ≥ 20 tahun dapat dilihat pada diagram/flowchart pada Gambar 2.



Gambar 2 - Prosedur perhitungan banjir rencana menggunakan analisa frekuensi (pendekatan analisis) untuk DAS dengan ketersediaan data ≥ 20 Tahun

5.1.2 Pemilihan fungsi distribusi

Data debit banjir sesaat hasil pengamatan > 20 tahun dibuat histogramnya yang membentuk suatu kurva dan coba untuk didekati dengan salah satu fungsi distribusi seperti: distribusi Normal, Log Normal, Gama, Pearson, Log Pearson, Gumbel dan lain-lain. Fungsi distribusi yang paling dekat dengan data observasi digunakan untuk menghitung besarnya banjir/hujan rencana.

Pengujian terhadap hubungan antara fungsi distribusi data observasi dan fungsi distribusi terpilih dapat menggunakan tes *Chi-Square* atau *Kolmogorov – Smirnov*.

5.1.3 Pengujian kecocokan fungsi distribusi (*goodness of fit*)

Kecocokan dalam pemilihan fungsi distribusi diuji dengan uji kecocokan menggunakan metode pengujian dan dengan *confidence interval* (tingkat interval kepercayaan) tertentu dapat menggunakan Metode *Chi-Square* dan Metode *Kolmogorov-Smirnov*. Jenis sebaran peluang/fungsi distribusi yang sering digunakan pada analisis frekuensi untuk hujan ekstrim di Indonesia adalah Pearson III, Log Pearson III, Gumbel Tipe 1, Normal, Log Normal 2, dan Log Normal 3 parameter.

1) Uji Chi-Square

Metode ini menganggap pengamatan membentuk variable acak dan dilakukan secara statistik dengan mengikuti kurva distribusi *chi square* dengan derajat kebebasan $k-p-1$, dengan p merupakan jumlah parameter yang diesitimasi dari data. Uji statistik ini berdasarkan pada bobot jumlah kuadrat perbedaan antara pengamatan dan teoritisnya yang dibagi dalam kelompok kelas. Uji kecocokan ini dapat dilihat pada persamaan (1):

$$\chi^2_{i=1} = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (1)$$

Keterangan:

- χ^2_h adalah parameter *chi-square* terhitung;
- k adalah jumlah sub kelompok;
- O_i adalah jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i ;
- E_i adalah jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i .

Jika hasilnya χ^2_h besar menunjukkan bahwa distribusi yang dipilih tidak cocok, tetapi uji ini dapat memberikan hasil yang baik jika mempunyai data yang panjang. Kottegoda (1996) menyarankan sebaiknya $n \geq 50$ tahun dan jumlah kelas interval ≥ 5 .

Urutan pemeriksaan kesesuaian distribusi adalah sebagai berikut :

- i) Urutkan data pengamatan dari data kecil ke besar atau sebaliknya;
- ii) Kelompokkan data pengamatan menjadi beberapa “ k ” kelas interval (k diambil = 5);
- iii) Catat frekuensi data pengamatan pada setiap kelas interval;
- iv) Hitung frekuensi kejadian yang diharapkan “ F ”;
- v) Hitung nilai χ^2 ;
- vi) Tetapkan nilai derajat kebebasan D_k ;
- vii) Tetapkan besar tingkat kepercayaan (*confidence level*, misal 95%);
- viii) Cari χ^2 kritis dari tabel harga kritis *Chi-Square*.

Bandingkan χ^2 hitungan dengan χ^2 kritis, Bila χ^2 hitungan $< \chi^2$ kritis, berarti metode distribusi yang diperiksa dapat diterima.

2) Kolmogorov - Smirnov

Untuk menghindari hilangnya informasi data pada uji *Chi-Square* akibat pengelompokan data dalam kelas-kelas interval, ada beberapa metode lain yang telah dikembangkan. Salah satu metode yang sering digunakan adalah uji *Kolmogorov-Smirnov* (1993). Uji kecocokan ini adalah uji kecocokan "*non parametric*" karena tidak mengikuti distribusi tertentu. Uji ini menghitung besarnya jarak maksimum secara vertikal antara pengamatan dan teoretisnya dari distribusi sampelnya. Perbedaan jarak maksimum untuk *Kolmogorov - Smirnov* tertera pada Persamaan (2).

$$D_n = \max |P(x) - P_0(x)| \quad (2)$$

Keterangan:

- D_n adalah jarak *vertikal* maksimum antara pengamatan dan teoretisnya;
 $P(x)$ adalah probabilitas dari sampel data;
 $P_0(x)$ adalah probabilitas dari teoretisnya.

Distribusi dikatakan cocok jika nilai $D_n < D$ kritisnya pada derajat kepercayaan yang diinginkan. Urutan uji ini adalah sebagai berikut :

- Susun data curah hujan harian rerata tiap tahun dari kecil ke besar atau sebaliknya;
- Hitung probabilitas untuk masing-masing data hujan dengan persamaan Weibull sebagai berikut :

$$P = \frac{m}{n+1} 100\% \quad (3)$$

Keterangan :

P adalah probabilitas (%);
 m adalah nomor urut data dari seri data yang telah disusun;
 n adalah banyak data.

- Cari harga mutlak perbedaan maksimum antara distribusi empiris (P empiris) dengan distribusi teoretis (P teoretis)

$$\Delta = \max |P_{\text{teoretis}} - P_{\text{empiris}}| \quad (4)$$

- Apabila nilai $\Delta \leq \Delta$ kritis sesuai harga kritis uji Kolmogorov-Smirnov seperti Tabel 1 maka distribusi teoretisnya dapat diterima dan bila terjadi sebaliknya maka distribusi teoretisnya ditolak.

Tabel 1- Harga kritis Kolmogorov Smirnov

n	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
> 50	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

5.1.4 Pendekatan grafis untuk menghitung besarnya banjir rencana

Data debit banjir sesaat hasil pengamatan > 20 tahun diurut dari besar ke kecil lalu dihitung besarnya frekuensi distribusi dengan Persamaan (5).

$$F = P = \frac{i - \alpha}{n + 1 - 2\alpha} \quad T = \frac{1}{P} \text{ (periode ulang)} \quad (5)$$

Keterangan:

- n adalah jumlah data;
- F adalah frekuensi atau P (probabilitas);
- i adalah urutan data;
- α adalah sangat tergantung pada karakteristik distribusi data pengamatan;
- α adalah 3/8 (Formula Blom, Distribusi Normal);
- α adalah 0,44 (Formula Gringorten, Distribusi Gumbel);
- α adalah 0 (Formula Weibull, Distribusi normal);
- α adalah 1/2 (Formula Hazen);
- α adalah 2/5 (Formula Cunnane).

Prosedur dalam menentukan besarnya banjir rencana dengan metode grafis :

- Tentukan puncak-puncak banjir setiap tahunnya (>20 th);
- Urutkan puncak banjir tersebut dari besar ke kecil;
- Hitung besarnya frekuensi dari fungsi distribusi yang dipilih ;
- Tentukan periode ulang banjir dengan menghitung $T = \frac{1}{F}$;
- Plot hubungan antara besarnya periode ulang dengan debit yang telah diurut.

5.1.5 Cara analitis

Perhitungan debit banjir dapat dilakukan dengan pendekatan analisis dengan prosedur sebagai berikut :

- 1) Bilamana data mengikuti fungsi Distribusi Gumbel
Persamaan Gumbel untuk periode ulang (T)

$$X_{Tr} = \bar{X} + S_x(0,78y - 0,45) \quad (6)$$

$$X_{Tr} = \bar{X} + S_x \cdot Y \quad (7)$$

$$S_x^2 = \frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{(N - 1)} \quad (8)$$

$$Y = -\ln \left(-\ln \left(\frac{T - 1}{T} \right) \right) \quad (9)$$

Keterangan:

- \bar{X} adalah rata-rata tahunan dari seri data debit pengamatan banjir sesaat;
- S_x adalah simpangan baku;
- Y adalah perubahan reduksi (*reduced variate*);
- N adalah jumlah data;
- X_{Tr} adalah besarnya debit banjir rencana untuk periode ulang T;
- T_r adalah periode ulang.

Prosedur perhitungan debit banjir dengan metode Gumbel :

- 1) Kumpulkan data debit banjir sesaat maksimum > 20 tahun;
- 2) Hitung parameter statistik dari data debit banjir sesaat $(\bar{X}, \sigma, \gamma)$
 \bar{X} = rata-rata
 σ = standar deviasi
 γ = kemiringan / kemencengan (*skewness*)
 δ = Koefisien kurtosis
- 3) Periksa apakah $\gamma \approx 1,14$ dan kurtosis $\delta \approx 5,4$ jika ya maka dapat menggunakan formula Gumbel, jika tidak pilih distribusi lainnya;
- 4) Jika $\gamma \approx 1,14$, hitung besarnya Y dan X_{Tr} dari persamaan-persamaan tersebut di atas.

- 2) Bilamana data mengikuti fungsi distribusi selain Gumbel (Normal, Log Normal, Gamma dan Pearson).

Fungsi distribusi lain yang dapat digunakan untuk analisis frekuensi adalah seperti terlihat pada Tabel 2 kolom 1. Untuk pemecahan fungsi distribusi tersebut, persamaan fungsi distribusi perlu ditransformasikan ke standar gamma atau standar distribusi normal.

Distribusi Gamma, Log Gamma, Pearson, Log Pearson ditransformasikan ke distribusi standar Gamma yang tersedia pada Tabel 3, sedangkan distribusi Normal dan Log Normal ditransformasikan ke distribusi standar normal yang juga tersedia pada Tabel 4. Dengan melakukan perhitungan besarnya rata-rata dari data pengamatan puncak-puncak debit hasil pengamatan (\bar{x} atau μ_x), standar deviasi (σ_x) dan *skewness*/kemencengan (γ_x) dapat dihitung parameter dari suatu fungsi distribusi dengan prosedur sebagai berikut :

- 1) Hitung besarnya \bar{x} (μ_x), σ_x , dan γ_x dari data puncak-puncak banjir dengan periode > 20 tahun;
- 2) Hitung besarnya parameter distribusinya. Sebagai contoh untuk perhitungan distribusi Pearson (parameter distribusinya a, b dan c);

$$\gamma_x = \frac{2}{b^{1/2}} \rightarrow b \text{ diketahui}$$

$$\sigma_x^2 = a^2 b \rightarrow a \text{ diketahui}$$

$$\mu_x = ab + c \rightarrow c \text{ diketahui}$$

Dengan menggunakan formula seperti pada Tabel 2 kolom 5 dapat ditentukan besarnya debit banjir rencana dengan prosedur sebagai berikut :

- 1) Tentukan besarnya periode ulang banjir;
- 2) Hitung besarnya probabilitas kemungkinan terjadinya $(p) = \frac{1}{T}$ dan
Kemungkinan tidak terjadi $(np) = 1 - \frac{1}{T} \rightarrow$ (Tabel 3 dan Tabel 4) untuk dapat w atau y;
- 3) Dari parameter model dan nilai (y atau w), hitung besarnya debit banjir rencananya.

Berikut disajikan secara umum beberapa sifat khas masing-masing distribusi.

- Distribusi Normal
Memiliki sifat khas, yaitu nilai asimetrisnya (*skewness*) hampir atau sama dengan nol ($C_s \approx 0$) dengan kurtosis ≈ 3 .
- Distribusi Log Normal

- Memiliki sifat khas, yaitu nilai asimetrisnya (*skewness*) $C_s \approx 3$ dan bertanda positif. Atau dengan nilai C_s kira-kira sama dengan tiga kali nilai koefisien variansi C_v .
- Distribusi Gumbel Tipe I
Memiliki sifat khas, yaitu nilai asimetrisnya (*skewness*) $C_s \approx 1,1396$. Sedangkan nilai kurtosis $C_k \approx 5,4002$.
- Distribusi Log Pearson Tipe III
Tidak mempunyai sifat khas yang dapat dipergunakan untuk memperkirakan jenis distribusi ini.

Prosedur didalam menghitung besarnya banjir rencana dengan menggunakan Normal Distribusi

- 1) Pilih puncak-puncak banjir setiap tahunnya (< 20 tahun);
- 2) Hitung parameter statistik yang terdiri dari rata-rata, standar deviasi dan kemiringan data debit banjir $(\bar{X}, \sigma, \gamma)$;
- 3) Tentukan besarnya periodeulang banjir yang akan dihitung;
- 4) Hitung probabilitas kemungkinan terjadi $(p) = 1/T$ dan kemungkinan tidak terjadi $(np) = 1 - 1/T$;
- 5) Lihat tabel standar normal, tentukan nilai Y dari (np) yang dihitung;
- 6) Hitung besarnya banjir rencana dengan formula;

$$X_{TR} = \bar{X} + \sigma Y \quad (10)$$

Keterangan:

X_{TR} adalah debit banjir rencana untuk suatu periode ulang T ;

\bar{X} adalah rata-rata puncak debit banjir;

σ adalah standar deviasi dari data puncak debit banjir;

Y adalah nilai yang didapatkan dari tabel standar normal dan tergantung pada periode ulangnya.

Prosedur didalam menghitung besarnya banjir rencana dengan menggunakan distribusi log Normal ada 2 pendekatan :

- 1) melogaritmakan data puncak debit banjir;
- 2) Menghitung parameter fungsi distribusi Log Normal 3 parameter (a, c, k).

Prosedur a :

- 1) Pilih puncak-puncak banjir setiap tahunnya (> 20 tahun);
- 2) Datapuncak banjir dilogkan ($\log x_1, \log x_2, \log x_3 \dots \dots$ dst);
- 3) Misalkan $Z_1 = \log x_1, Z_2 = \log x_2 \dots \dots$ dst
Hitung parameter statistik dari data Z ($\bar{Z}, \sigma_Z, \gamma_Z$);
- 4) Tentukan besarnya periode ulang (T tahun) banjir yang akan dihitung;
- 5) Hitung $(P) = 1/T$ dan $(np) = 1 - 1/T$;
- 6) Lihat tabel standar normal, tentukan nilai y dari (np) yang dihitung;
- 7) Hitung besarnya $Z_{TR} = \bar{Z} + \sigma_Z \cdot Y$;
- 8) Hitung besarnya debit banjir rencana dengan formula.

$$X_{Tr} = 10^{Z_{TR}} \quad (11)$$

Prosedur b:

Prosedur perhitungan debit banjir dengan fungsi distribusi Log Normal 3 parameter (a, c, dan k) :

- 1) Pilih puncak-puncak banjir setiap tahun pengamatan (> 20 tahun);
- 2) Hitung parameter statistik (\bar{X}, σ, γ) dari data debit tersebut;

- 3) Hitung parameter fungsi distribusi $u = 1 + \frac{\gamma^2}{2}$

$$\phi = \left[u + (u^2 - 1)^{1/2} \right]^{1/3} + \left[u - (u^2 - 1)^{1/2} \right]^{1/3} - 1 \quad (12)$$

$$K = \sqrt{\ln \phi} \quad (13)$$

$$C = \frac{\gamma}{[\phi(\phi - 1)]^{3/2}} \quad (14)$$

$$a = \bar{X} - C \phi^{3/2} \quad (15)$$

- 4) Hitung (p) = 1/T dan (np) = 1 - 1/T;
- 5) Dari tabel standar normal distribusi dan nilai kemungkinan tidak terjadi (np) tentukan nilai y;
- 6) Hitung besarnya banjir rencana

$$X_{TR} = a + c \exp(Ky) \quad (16)$$

Prosedur perhitungan debit banjir dengan fungsi Distribusi Gamma

- 1) Pilih puncak-puncak banjir setiap tahun pengamatan (> 20 tahun);
- 2) Hitung parameter statistik (\bar{X}, σ, γ) dari data debit tersebut;
- 3) Hitung parameter fungsi distribusi

$$\gamma = \frac{2}{b^{1/2}} \rightarrow b \text{ didapat}$$

$$\sigma^2 = a^2 b \rightarrow a \text{ didapat}$$
- 4) Hitung (p) = 1/T dan (np) = 1 - 1/T;
- 5) Dari tabel standar Gamma distribusi, nilai b dan kemungkinan tidak terjadi (np) yang telah dihitung tentukan, diperoleh nilai w;
- 6) Hitung besarnya debit banjir rencana

$$X_{Tr} = a \cdot w \quad (17)$$

Prosedur perhitungan debit banjir dengan distribusi Log Gamma

- 1) Pilih puncak-puncak banjir setiap tahun selama > 20 tahun;
- 2) Ambil harga log dari puncak-puncak banjir tersebut
($z_1 = \log x_1, z_2 = \log x_2, \dots$ dst)
- 3) Hitung parameter statistik dari seri data z_i
($\bar{Z}, \sigma_z, \gamma_z$)
- 4) Hitung parameter fungsi distribusi

$$\gamma = \frac{2}{b^{1/2}} \rightarrow b \text{ didapat}$$

$$\sigma^2 = a^2 b \rightarrow a \text{ didapat}$$

- 5) Hitung $(p) = 1/T$ dan $(np) = 1 - 1/T$;
- 6) Dari tabel standar gamma distribusi, nilai b dan kemungkinan tidak terjadi (np) yang telah dihitung, tentukan nilai w ;
- 7) Hitung $Z_{Tr} = a.w$
- 8) Hitung besarnya debit banjir rencana $X_{TR} = 10^{Z_{TR}}$

Prosedur perhitungan debit banjir rencana dengan menggunakan distribusi Pearson

- 1) Pilih puncak-puncak banjir setiap tahun selama > 20 tahun;
- 2) Hitung parameter statistik dari data banjir tersebut $(\bar{X}, \sigma, \gamma)$;
- 3) Hitung parameter distribusi Pearson

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{b}} \rightarrow b$$

$$\sigma^2 = a^2 b \rightarrow a$$

$$\bar{X} = ab + c \rightarrow c$$

- 4) Hitung $P = 1/T$ dan $up = 1 - 1/T$;
- 5) Dari tabel standar Gamma distribusi dan nilai b , np yang telah dihitung, tentukan nilai w ;
- 6) Hitung besarnya hujan rencana $X_{TR} = c + aw$ (18)

Prosedur perhitungan debit banjir dengan distribusi Log Pearson

- 1) Pilih puncak-puncak banjir setiap tahun selama > 20 tahun;
- 2) Ambil harga log dari puncak-puncak banjir tersebut
($z_1 = \log x_1, z_2 = \log X_2 \dots \dots \dots$ dst)
- 3) Hitung parameter statistik dari seri data z_i
($\bar{Z}, \sigma_z, \gamma_z$)
- 4) Hitung parameter fungsi distribusi

$$\gamma = \frac{2}{b^{1/2}} \rightarrow b \text{ didapat}$$

$$\sigma^2 = a^2 b \rightarrow a \text{ didapat}$$

$$\bar{Z} = c + ab \rightarrow c \text{ didapat}$$

- 5) Hitung $(p) = 1/T$ dan $(np) = 1 - 1/T$;
- 6) Dari tabel standar Gamma distribusi, nilai b dan kemungkinan tidak terjadi (np) yang telah dihitung, tentukan nilai w ;
- 7) Hitung $Z_{Tr} = c + a.w$
- 8) Hitung besarnya debit banjir rencana $X_{TR} = 10^{Z_{TR}}$

Tabel 2- Hubungan antara fungsi distribusi, parameter dan besarnya debit banjir rencana

DISTRIBUSI (1)	FUNGSI DISTRIBUSI (2)	TRANSFORMASI (3)	PARAMETER (a,b,c, K, μ , σ) (4)	BESARAN RENCANA (5)	Keterangan (6)
GAMMA	$f(x) = x^{b-1} \exp\left(-\frac{x}{a}\right) (a^b \Gamma(b))^{-1}$	$W = \frac{x}{a}$	$\mu_K = a, b$ $\sigma_K^2 = a^2 b$ $\gamma_K = \frac{2}{b^{1/2}}$	$X_{TR} = aW$	Table 1 Standar Gamma Pro. Non b Exceedance 0,1,0,5123-- → 0.001 0.010 0.020 0.020 0.100 0.200 0.600 0.900 0.950 0.990 0.999 w
LOG GAMMA	$f(x) = x^{b-1} \exp\left(-\frac{x}{a}\right) (a^b \Gamma(b))^{-1}$	$y = \ln x = \log x$ $w = y / a$	$\mu_K = a, b$ $\sigma_K^2 = a^2 b$ $\gamma_K = \frac{2}{b^{1/2}}$	$Y_{TR} = aW$ $X_{TR} = 10^{Y_{TR}}$	
PEARSON	$f(x) = \frac{(m, n)^{b-1} \exp\left(-m \frac{x}{a}\right)}{(a^b \Gamma(b))^{-1}}$	$w = \frac{(x - c)}{a}$	$\mu_K = a, b + c$ $\sigma_K^2 = a^2 b$ $\gamma_K = \frac{2}{b^{1/2}}$	$X_{TR} = c + aW$	
LOG PEARSON	$f(x) = \frac{\left[\frac{(x - c)}{a}\right]^{b-1} \exp\left[-\frac{(x - c)}{a}\right]}{[(a) \Gamma(b)]^{-1}}$	$y = \ln x = \log x$ $w = \frac{(y - c)}{a}$	$\mu_K = a, b + c$ $\sigma_K^2 = a^2 b$ $\gamma_K = \frac{2}{b^{1/2}}$	$Y_{TR} = aW$ $X_{TR} = 10^{Y_{TR}}$	
NORMAL	$f(x) = \frac{\left[\frac{(x - c)}{a}\right]^{b-1} \exp\left[-\frac{(x - c)}{a}\right]}{[(a) \Gamma(b)]^{-1}}$	$y = \frac{x - \mu}{\sigma}$	$\mu = \bar{x}$ σ	$X_{TR} = \mu + \sigma y$	
LOG NORMAL	$f(x) = \frac{1 \cdot \exp - K}{\sqrt{2\pi} K (x - a)} \left[\frac{1}{K} \ln \left(\frac{x - a}{\sigma}\right)\right]^{-2}$	$y = \frac{1}{K} \ln \left(\frac{x - a}{\sigma}\right)$	$u = 1 + \frac{y^2}{2}$ $\phi = [u + (u^2 - 1)^{1/2}]^{1/2}$ $e = \frac{\phi}{[\phi(\phi - 1)]^{1/2}}$ $K = \sqrt{\ln \phi}$ $a = \mu - \sigma \phi^{1/2}$	$X_{TR} = a + e \exp(Ky)$	y

Tabel 3- Standar Gamma (W)

Kemungkinan															
tidak terjadi	b = 0,1	b = 0,3	b = 1	b = 2	b = 3	b = 4	b = 5	b = 6	b = 8	b = 10	b = 12	b = 14	b = 16	b = 18	b = 22
0,001	0,0000	0,0000	0,0010	0,0454	0,1905	0,4286	0,7394	1,1071	1,9708	2,9605	4,0424	5,1954	6,4053	7,6621	10,2881
0,010	0,0000	0,0001	0,0101	0,1486	0,4360	0,8232	1,2791	1,7853	2,9061	4,1302	5,4282	6,7824	8,1811	9,6163	12,4740
0,020	0,0000	0,0003	0,0202	0,2147	0,5672	1,0162	1,5292	2,0891	3,3071	4,6183	5,9959	7,7237	8,8914	10,3915	13,4693
0,050	0,0000	0,0006	0,0513	0,3554	0,8177	1,3663	1,9701	2,6130	3,9808	5,4254	6,9242	8,4635	10,0360	11,6343	14,6937
0,110	0,0000	0,0079	0,1054	0,5318	1,1021	1,7447	2,4326	2,1519	4,6561	6,2213	7,8293	9,4696	11,1353	12,8216	16,2436
0,200	0,0000	0,0321	0,3231	0,8244	1,5350	2,2968	3,0895	3,9037	5,5761	7,2092	9,0309	10,7940	12,5739	14,3675	17,9372
0,300	0,0000	0,0742	0,3567	1,0973	1,9138	2,7637	3,6336	4,5171	6,3122	8,1329	9,9716	11,8237	13,6864	15,5575	19,3204
0,400	0,0001	0,1375	0,3108	1,3764	2,2851	3,2113	4,1477	5,0910	6,9914	8,9044	10,8262	12,7546	14,6881	16,6258	20,4414
0,500	0,0006	0,2275	0,6931	1,6783	2,6741	3,6721	4,6709	5,6702	7,6692	9,6687	11,6684	13,6631	15,6679	17,6678	21,6575
0,600	0,0007	0,3542	0,9163	2,0223	3,1054	4,1753	5,2366	6,2919	8,3898	10,4757	12,5532	14,6243	16,6904	18,7525	22,8663
0,700	0,0174	0,5671	1,2040	2,4392	2,6156	4,7622	5,8904	7,0056	9,2089	11,3873	13,5480	15,6954	17,8325	19,9610	24,1978
0,800	0,0694	0,8212	1,6994	2,9943	4,2790	5,5150	6,7210	7,9060	10,2325	12,5188	14,7767	17,0133	19,2338	21,4394	25,8195
0,900	0,2662	1,3528	2,3026	3,8897	5,3223	6,6808	7,9936	9,2747	11,7709	14,2060	16,5981	18,9580	21,2924	23,6061	28,1841
0,950	0,5804	1,9207	2,9957	4,7439	6,2958	7,7537	9,1535	10,5130	13,1481	15,7052	18,2075	20,6686	23,0971	25,4992	30,2404
0,980	1,1190	2,7059	3,9120	5,8339	7,5166	9,0841	10,5804	12,0270	14,8166	17,5098	20,1352	22,7094	25,2434	27,7444	32,6683

"Hak Cipta Badan Standardisasi Nasional, copy standar ini dibuat untuk penayangan di website Akses SNI dan tidak untuk dikomersilkan"

Tabel 4- Luas di bawah kurva standar normal distribusi

Z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9986	0.9986	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9990
3.1	0.9990	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992
3.2	0.9993	0.9993	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996
3.4	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997
3.5	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.7	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999

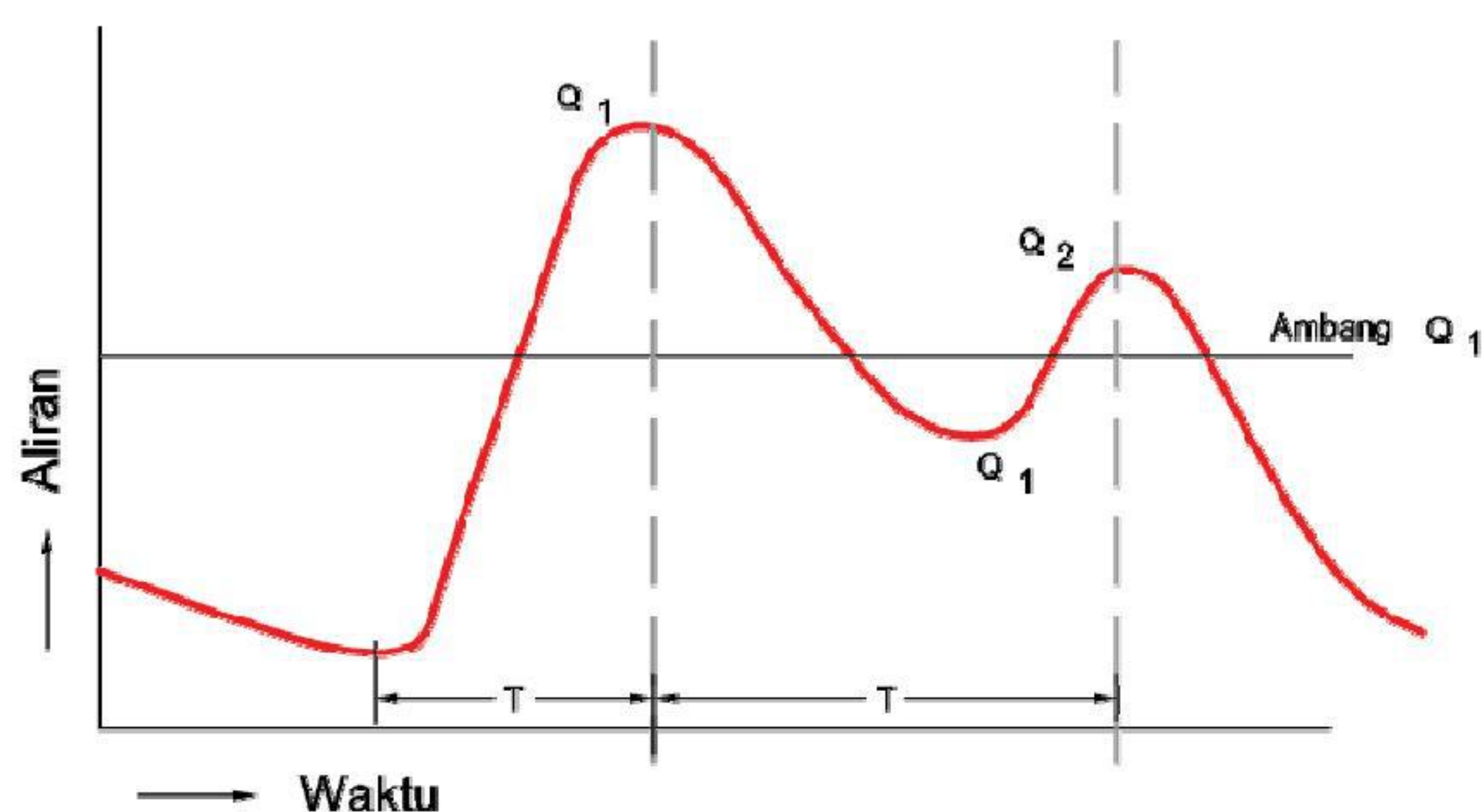
5.2 Ketersediaan data debit maksimum sesaat untuk periode waktu < 20 tahun

5.2.1 Metode puncak banjir di atas ambang (*Peaks Over a Threshold*)

Metode ini digunakan untuk memperkirakan debit banjir rata-rata tahunan (Q) pada suatu pos duga air dengan data pencatatan yang pendek antara 3 tahun sampai dengan 10 tahun. Dalam penentuan batas ambang (H_0) harus memperhatikan syarat puncak banjir dalam satu tahun 2 kali – 5 kali kejadian. Pengambilan puncak banjir yang berdekatan harus memperhatikan ikhwal : (1) $T_s > 3 T_r$ dan (2) $q_t < 2/3 q_1$ (lihat Gambar 3) dengan penjelasan

T_s = Sepearasi puncak-puncak banjir

T_r = waktu naik



Gambar 3- Penentuan batas ambang pada hidrograf aliran

Jika banjir melampaui ambang H_0 atau q_0 , puncak banjir dapat digunakan sebagai data untuk menghitung banjir rata-rata tahunan (\bar{Q}) atau MAF, dengan menggunakan persamaan:

$$\bar{Q} = MAF = q \quad (19)$$

dengan pengertian :

$$\beta = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^M (q_i - q_0) \quad (20)$$

$$\lambda = \frac{M}{N} \quad (21)$$

$$SD(MAF) = \beta N^{0,5} [(1/\lambda) + (1/\lambda) (0,5772 + \ln \lambda)^2]^{0,5} \quad (22)$$

Untuk kondisi puncak banjir antara 3 kejadian hingga 5 kejadian per tahun maka angka yang ada didalam kurung $\pm 1,1$.

$$\text{Jadi } SD(MAF) = 1,1 \beta / N^{0,5} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$QT = GF_{(T, \text{Area})} \times MAF \quad (23)$$

Keterangan:

M adalah kejadian banjir di atas ambang;

N adalah jumlah tahun pencatatan data;

$GF_{(T, \text{Area})}$ adalah 'growth factor';

q_0 adalah debit batas ambang (m^3/s).

5.2.2 Metode MAF menggunakan data Karakteristik DAS

Metode ini merupakan salah satu persamaan statistik yang telah dikembangkan oleh IOH dan Direktorat Penyelidikan Masalah Air berdasarkan data hujan dan karakteristik fisik DAS di Jawa dan Sumatera. Karakteristik fisik DAS yang digunakan adalah:

- 1) luas DAS (A) merupakan karakteristik yang penting dalam menentukan besar puncak banjir dan diukur dalam kilometer persegi, pengukuran luas DAS berdasarkan peta topografi yang umumnya berskala 1 : 50.000 atau 1.100.000;
- 2) indeks kemiringan sungai (m/km) merupakan perbedaan tinggi titik yang ditinjau dengan titik yang tertinggi di hulu sungai dari DAS, dan dibagi oleh panjang sungai utama, dinyatakan dalam meter per kilometer;
- 3) indeks danau (L_u), yaitu tampungan dari suatu danau atau resevoir dapat secara nyata mengurangi tinggi puncak banjir. Besarnya pengurangan banjir tergantung dari letak danau terhadap DAS, Indeks danau dihitung dengan persamaan :

$$\text{indeks danau} = \frac{\text{luas daerah di hulu danau (km}^2\text{)}}{\text{luas DAS (km}^2\text{)}} \quad (24)$$

Harga indeks danau yang digunakan dalam persamaan regresi tidak boleh melebihi 0,25. Apabila luas permukaan danau lebih kecil daripada 1 % maka indeks danau dapat diabaikan.

- 4) rata-rata curah hujan terbesar selama 24 jam dalam setahun (P), yaitu harga rata-rata curah hujan terbesar selama 24 jam dalam setahun didapat dari peta isohietnya (uraian terlihat dalam Referensi Lampiran A untuk Pulau Jawa dan Sumatera) dan dikalikan dengan faktor pengurang (ARF). Selanjutnya faktor pengali (ARF) didapat dari luas DAS, yaitu :

Tabel 5- Luas DAS dengan ARF

Luas DAS : A (km ²)	ARF
1 – 10	0.99
10 – 30	0.97
30 – 30000	1.152 – 0.1233 Log A

(sumber: IOH)

Dari keempat karakteristik DAS dengan cara regresi didapat persamaan :

$$\bar{Q} = 8,0 \times 10^{-6} \times A^v \times P^{2,445} \times S^{0,117} \times (1 + L)^{-0,85} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (25)$$

pangkat dari luas A, ialah v merupakan fungsi luas DAS dan dihitung dengan persamaan :

$$v = 1,02 - 0,0275 \log A \quad (27)$$

Keterangan:

A adalah luas DAS dalam km²;

P adalah curah hujan rata-rata DAS dalam 1 hari (mm);

S adalah indeks *slope* (m/km);

L adalah Indeks danau.

Tabel 6- Harga V untuk berbagai luas DAS

LUAS (km ²)	V
1	1,020
5	1,001
10	0,993
50	0,973
100	0,965
500	0,946
1000	0,938
5000	0,918
10000	0,910

Data debit yang kurang dari 20 tahun tidak boleh langsung digunakan untuk analisis frekuensi. Lengkung frekuensi banjir dibentuk oleh hubungan besarnya berbagai banjir tahunan dengan periode ulangnya. Apabila lengkung frekuensi banjir tersebut dibagi dengan besarnya banjir rata-rata tahunan maka dapat menghasilkan lengkung frekuensi banjir tanpa dimensi. Dengan menggabungkan seluruh data dan pos duga air dalam satu regional yang telah dibagi oleh indeks banjir rata-rata tahunan (\bar{Q}) tadi maka didapat lengkung frekuensi banjir regional baru. Untuk mendapatkan besaran probabilitas yang dilampaui puncak banjir yang terjadi setiap tahunnya, Q/\bar{Q} dari N tahun data harus disusun dari harga terendah (Q_1) sampai tertinggi (Q_n), kemudian m ditentukan dari urutan Q_1 dan harga terbesar adalah Q_n .

Posisi penggambaran (p) yang berdasarkan urutan m dirumuskan oleh Gringorten sebagai berikut :

$$p = \frac{m - 0,44}{N + 0,12} \quad (26)$$

Apabila kertas Gumbel tidak tersedia, sehingga harga Q/\bar{Q} tidak langsung tergambarkan maka

harus dihitung dulu faktor reduksi Y dari harga p.

$$Y_m = -\ln[-\ln(p)] \quad (27)$$

Sedangkan harga faktor reduksi Y, dihitung dari faktor periode ulang :

$$Y = -\ln \left\{ -\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right\} \quad (28)$$

Keterangan:

T adalah periode ulang (tahun).

Dengan menggunakan Persamaan $Q/\bar{Q} = e^{Y/V}$ (28)

didapat persamaan lengkung frekuensi banjir untuk Pulau Sumatera dan Jawa sebagai berikut :

$$\frac{Q_T}{Q} = u + a \left(\frac{1 - e^{-kY}}{k} \right) \quad (30)$$

Keterangan:

u adalah 0,848;

a adalah 0,219;

k adalah -0,2148;

Y adalah faktor reduksi;

 Q_T adalah debit banjir untuk periode ulang T tahun; \bar{Q} adalah debit banjir rata-rata tahunan (MAF).

Untuk memperkirakan besarnya debit puncak banjir untuk suatu periode ulang tertentu (Q_p) ditentukan berdasarkan perkalian antara *Growth Factor* (GF) dengan MAF.

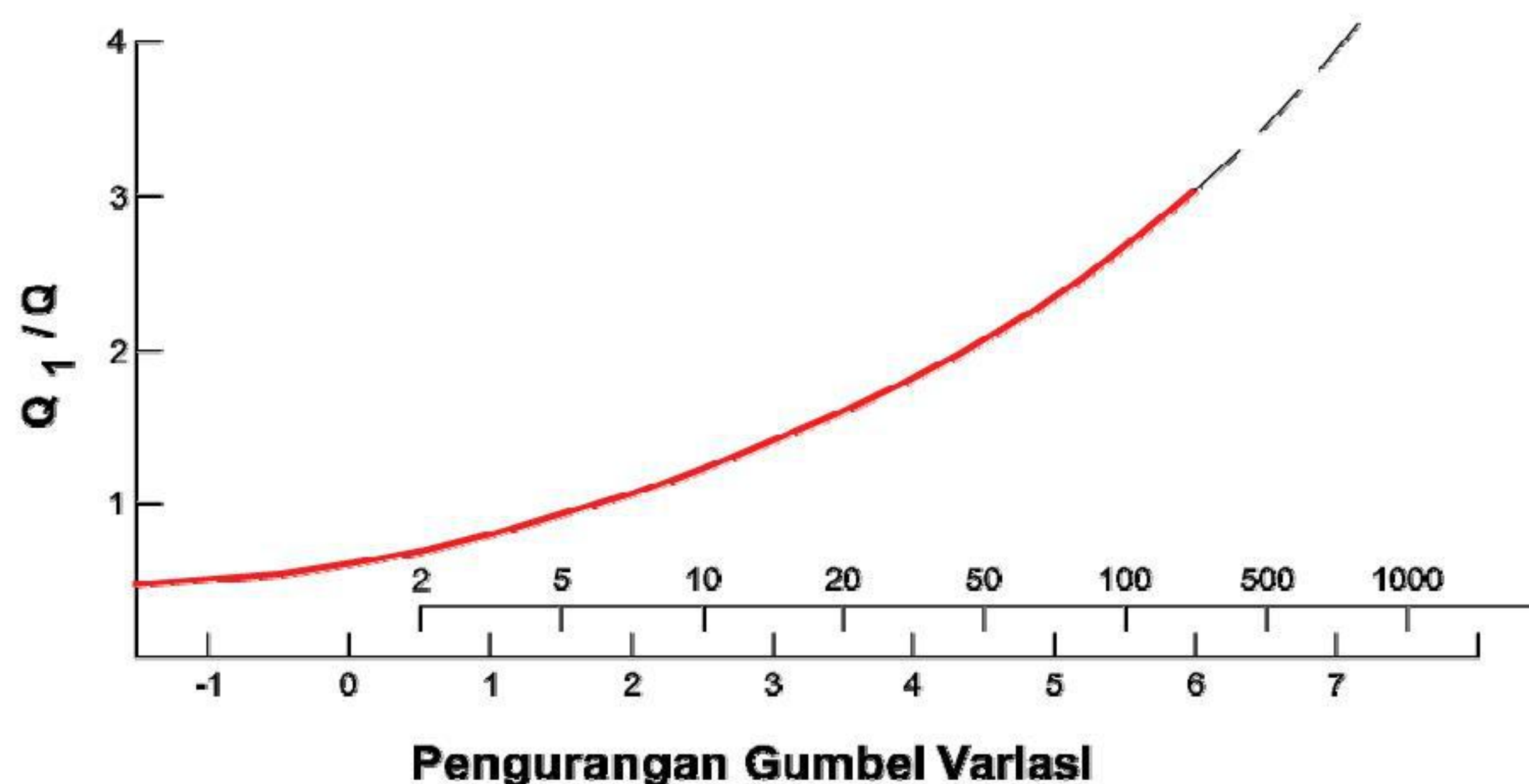
$$Q_T = GF_{(T, \text{Area})} \times \text{MAF} \quad (31)$$

GF dapat dilihat pada Tabel 7.

Tabel 7- Growth Factors GF (T,Area)

Periode	Variasi	Luas DAS (Km ²)					
Ulang	Reduksi	< 180	300	600	900	1200	> 1500
T	Y						
5	1,5	1,28	1,27	1,24	1,22	1,19	1,17
10	2,25	1,56	1,54	1,48	1,44	1,41	1,37
20	2,97	1,88	1,84	1,75	1,7	1,64	1,59
50	3,9	2,35	2,3	2,18	2,1	2,03	1,95
100	4,6	2,78	2,72	2,57	2,47	2,37	2,27
200	5,3	3,27	3,2	3,01	2,89	2,78	2,66
500	6,21	4,01	3,92	3,7	3,56	3,41	3,27
1000	6,91	4,68	4,58	4,32	4,16	4,01	3,85

Untuk mempermudah pemakaiannya disajikan dalam bentuk grafik lengkung gabungan frekuensi banjir, yang dikumpulkan dari 92 pos duga air Jawa dan Sumatera dari periode ulang 2 tahun hingga untuk periode ulang hingga 1000 tahun. Grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.



CATATAN Metode POT dan karakteristik DAS hanya berlaku untuk perhitungan banjir rencana di Jawa dan Sumatera.

Gambar 4- Lengkung frekuensi banjir regional

5.3 Kondisi tidak tersedia/sangat kurang data debit banjir sesaat.

Dalam kondisi yang demikian maka dapat dilakukan perhitungan besarnya banjir rencana dari besarnya hujan. Untuk itu beberapa analisis curah hujan perlu dilakukan. Rincian tentang analisis hujan untuk menunjang perhitungan debit banjir rencana dapat dilihat pada Lampiran.

5.4 Ketersediaan data maksimum sesaat tidak tersedia/sangat kurang

5.4.1 Metode rasional praktis

Metode ini dapat menggambarkan hubungan antara debit limpasan dengan besar curah hujan secara praktis berlaku untuk luas DAS hingga 5.000 hektar. Dua komponen utama ialah waktu konsentrasi (t_c) dan intensitas curah hujan (i_{tc}). Persamaan yang digunakan :

$$Q_p = 0,00278 \ C.I.A \quad (32)$$

Keterangan:

Q_p adalah debit puncak banjir (m^3/s);

C adalah koefisien limpasan;

I adalah intensitas hujan selama waktu konsentrasi (mm/jam);

A adalah luas daerah aliran (Ha).

Koefisien *runoff* untuk drainase perkotaan sangat dipengaruhi oleh daerah kedap air dan dirumuskan seperti berikut :

$$C = 0,9 I_m + (1 - I_m) C_p \quad (33)$$

Keterangan:

C_p adalah koefisien *runoff* untuk daerah tidak kedap air;

I_m adalah rasio kedap air.

$$I_m = \frac{A_{KEDAPAIR}}{A_{TOTAL}} \quad (34)$$

Koefisien *runoff* dan rasio kedap air dapat dilihat pada Tabel 8 di bawah ini :

Tabel 8- Koefisien *runoff* dan persentase kedap air

Tata guna lahan	Karakteristik	C	Im (%)	Keterangan
Pusat perbelanjaan dan perkantoran		0,90	100	
Industri	Bangunan penuh	0,80	80	Berkurang untuk bangunan tidak penuh
Pemukiman (kepadatan menengah – tinggi)	20 rmh/ha	0,48	30	Bandingkan daerah kedap air dengan daerah lain
	30 rmh/ha	0,55	40	
	40 rmh/ha	0,65	60	
	60 rmh/ha	0,75	75	
Pemukiman (kepadatan rendah)	10 rmh/ha	0,40	< 20	CN =85 (Curve Number)
Taman	Daerah datar	0,30	0	
Pedesaan	Tanah berpasir		0	C = 0,20; CN = 60
	Tanah berat (heavy soil)		0	C = 0,35; CN = 75
	Daerah irigasi		0	C = 0,50; CN = 85

Sumber: US Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service, June 1986

CATATAN : CN : Curve Number dari SCS

Untuk C komposit dapat dihitung dengan persamaan seperti berikut :

$$C_k = \frac{C_1.A_1 + C_2.A_2 + \dots + C_n.A_n}{A_{TOTAL}} \quad (35)$$

Beberapa pendekatan estimasi waktu konsentrasi untuk aliran di lahan dapat digunakan seperti persamaan berikut :

- 1) Cara menghitung t_c , Kirpich (1940)
Persamaan(37) digunakan untuk didaerah pedesaan.

$$t_c = 0,0195 L^{0,77} S^{-0,385} \quad (36)$$

Keterangan:

t_c adalah waktu dalam menit;
 L adalah panjang lereng dalam (m);
 S adalah kemiringan lereng (m/m).

- 2) Cara menghitung t_c , Izzard (1994)

$$t_C = \frac{526,4 * K * L}{i^{2/3}} \text{ menit} \rightarrow \text{untuk } i * L < 3871 \quad (37)$$

keterangan :

L adalah panjang aliran di lahan (m)
 i adalah intensitas hujan (mm/jam)

$$K = \frac{2,756 * 10^{-4} * i + C_r}{S^{2/3}} \quad (38)$$

Keterangan:

L adalah panjang aliran di lahan (*overland flow distance*), dalam m;
 i adalah intensitas hujan, dalam mm/jam;
 S adalah *slope* (m/m);
 C_r adalah koefisien penghalang (Tabel 9).

Tabel 9- Koefisien C_r

Aspal Halus	0,0070
Aspal dan Perkerasan Pasir	0,0075
Atap	0,0082
Beton	0,0120
Aspal dan Perkerasan Krikil	0,0170
Rumput	0,0460
Alang-Alang	0,0600

- 3) Cara menghitung t_c , Kerby (1959)

$$t_c = 1,44 * (L * n * S^{-0,5})^{0,467} \text{ menit} \rightarrow \text{untuk } L < 365 \text{ m} \quad (39)$$

Keterangan:

L adalah panjang aliran (m);
 S adalah *slope* (m/m);
 n adalah koefisien kekasaran.

Tabel 10- Besarnya koefisien kekasaran (n)

Paving halus	0,02
Tanah terbuka	0,1
Rumput gersang / tanah terbuka	0,3
Rumput sedang	0,4
Hutan meranggas	0,6
Rumput lebat	0,8

Sumber: Chin, 2000

4) Cara menghitung t_c , FAA

Daerah perkotaan dengan panjang aliran antara 60 m – 100 m dirumuskan seperti berikut :

$$t_c = \frac{0,552 * [1,8 * (1,1 - C) * L^{0,5}]}{S^{1/3}} \text{ menit.} \quad (40)$$

Keterangan:C adalah koefisien *runoff*;

L adalah panjang aliran di lahan (m);

S adalah kemiringan lahan (%).

5) Waktu Konsentrasi di saluran:

Untuk estimasi waktu konsentrasi di saluran digunakan pendekatan seperti berikut :

$$t_d = \frac{L}{60 * V} \text{ menit} \quad (41)$$

Keterangan:

L adalah panjang saluran (m);

V adalah kecepatan aliran rata-rata (m/s).

6) koefisien limpasan C, diperkirakan berdasarkan tata guna lahan (Tabel 11) dan kondisi permukaan lahan (Tabel 12).

Tabel 11- Nilai koefisien limpasan

Karakteristik tanah	Tata guna lahan	Koefisien Limpasan (C)
Campuran pasir dan/ atau campuran kerikil	Pertanian	0,20
	Padang rumput	0,15
	Hutan	0,10
Geluh dan sejenisnya	Pertanian	0,40
	Padang rumput	0,35
	Hutan	0,30
Lempung dan sejenisnya	Pertanian	0,50
	Padang rumput	0,45
	Hutan	0,40

Tabel 12- Nilai koefisien limpasan

Jenis Daerah	Koefisien Aliran	Kondisi Permukaan	Koefisien Aliran
Daerah Perdagangan			
Kota	0,70-0,95	Jalan Aspal	0,75-0,95
Sekitar kota	0,50-0,70	Aspal dan beton	0,70-0,85
		Batu bata dan batako	0,70-0,85
Daerah Pemukiman		Atap Rumah	0,70-0,95
Satu rumah	0,30-0,50	Halaman berumput, tanah pasir	
Banyak Rumah, terpisah	0,40-0,60	Datar, 2%	0,05-0,10
Banyak Rumah, rapat	0,60-0,75	Rata-rata, 2-7 %	0,10-0,15
Pemukiman, pinggiran Kota	0,25-0,40	Curam, 7 % atau lebih	0,15-0,20
Apartemen	0,50-0,70		
Daerah Industri		Halaman berumput, tanah pasir padat	
Ringan	0,50-0,80	Datar, 2 %	0,13-0,17
Padat	0,60-0,90	Rata-Rata, 2-7 %	0,18-0,22
Lapangan, kuburan dan sejenisnya	0,10-0,25	Curam, 7 % atau lebih	0,25-0,35
Halaman, jalan kereta api dan sejenisnya	0,20-0,35		
Lahan tidak terpelihara	0,10-0,30		

Sumber: Schwab, et.al 1981, arsyad 2006

5.4.1.1 Metode Melchior, der Weduwen, dan Haspers

Metode rasional dari Melchior, der Weduwen dan Haspers pada umumnya berlaku untuk DAS yang luasnya sampai dengan 5 000 hektar, khusus untuk wilayah Jakarta, anggapan-anggapan yang digunakan dalam penerapan metode rasional pada DAS yang luasnya lebih dari 5000 hektar, adalah : intensitas hujan yang merata di seluruh DAS untuk waktu curah hujan tertentu, waktu hujan sama dengan waktu konsentrasi dari DAS, puncak banjir dan intensitas hujan mempunyai periode ulang yang sama; digunakan Persamaan (43).

$$Q_{\max} = \gamma \cdot \beta \cdot f \cdot q \quad (42)$$

Keterangan:

- Q_{\max} adalah debit maksimum (m^3/s);
 γ adalah koefisien aliran;
 β adalah koefisien reduksi;
 f adalah luas daerah aliran (km^2);
 q adalah hujan maksimum ($m^3/km^2/s$).

dengan penjelasan sebagai berikut :

- 1) metode Melchior, dengan ketentuan sebagai berikut :
 - (1) koefisien aliran berkisar antara 0,42 – 0,62 dan disarankan memakai 0,52;
 - (2) koefisien reduksi digunakan Persamaan(45).

$$f = \frac{1970}{\beta - 0,12} 3960 + 1720\beta \quad (43)$$

- (3) waktu konsentrasi ditentukan terlebih dahulu untuk mempercepat curah hujan maksimum dengan Persamaan(46).

$$t_k = \frac{1.000L}{3.600V} \quad (44)$$

Keterangan:

t_k adalah waktu konsentrasi (jam);
 L adalah panjang sungai (km);
 V adalah kecepatan air rata-rata (m/s).

$$V = 1,31 \sqrt[5]{\beta \cdot q \cdot f \cdot i^2} \quad (45)$$

$$i = \frac{H}{0,9L} \quad (46)$$

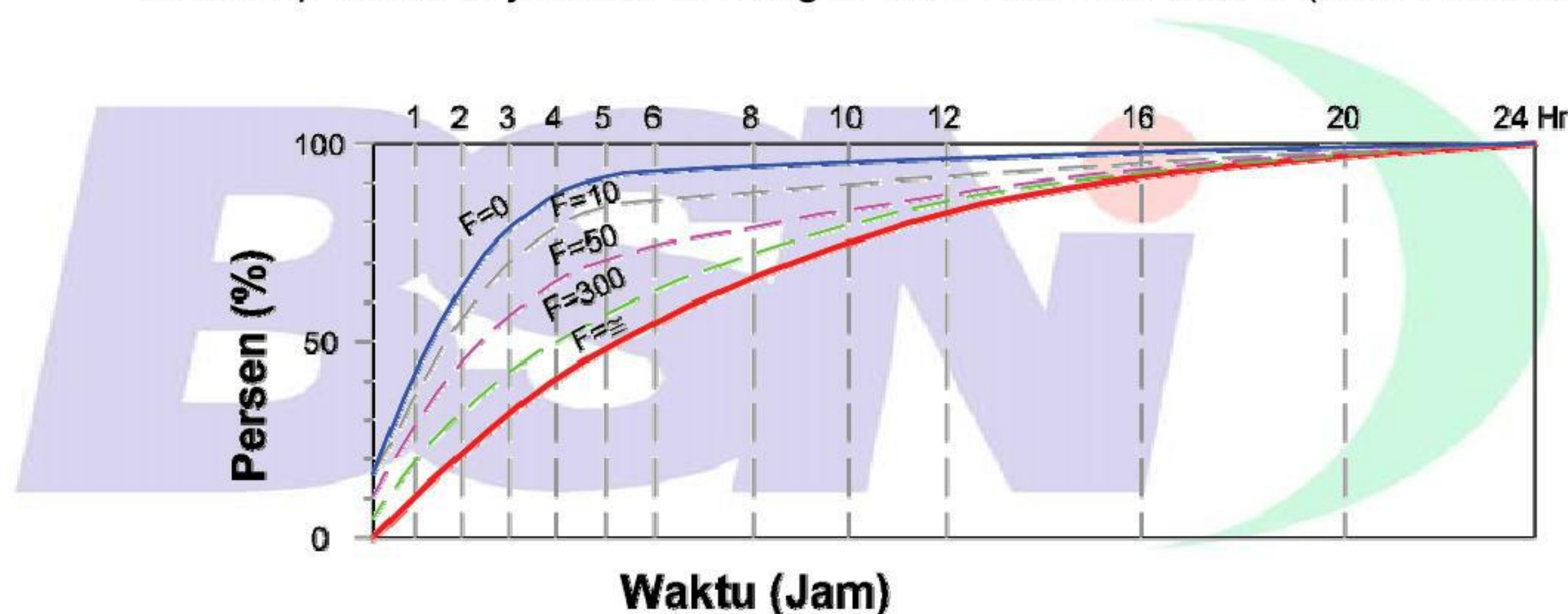
Keterangan:

H adalah beda tinggi antara dasar sungai di mulut (*outlet*) DAS dengan dasar sungai di titik $0,9L$ ke arah hilir.

maka :

$$T = 0,186L \cdot Q^{-0,2} \cdot i^{-0,4} \quad (47)$$

- (4) hujan maksimum (q) dihitung dari grafik hubungan persentase curah hujan dengan t terhadap curah hujan harian dengan luas DAS dan waktu (lihat Gambar 5).



Gambar 5 - Distribusi hujan dalam 24 jam (menurut Melchior)

- 2) Metode der weduwen, dengan ketentuan :
 (1) koefisien aliran (α) dihitung dengan Persamaan (49).

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta \cdot q + 7} \quad (48)$$

- (2) koefisien reduksi (β) dihitung dengan Persamaan (50).

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} f}{120 + f} \quad (49)$$

- (3) waktu kosentrasi (t_k) dihitung dengan Persamaan (51).

$$t_k = 0,125 L \cdot Q^{-0,125} \cdot i^{-0,25} \quad (50)$$

(4) hujan maksimum (q) dihitung dengan persamaan (52).

$$q = \frac{67,65}{t + 1,45} \quad (51)$$

Keterangan:

t adalah 1/6 sampai dengan 12 jam;
f adalah <50 km².

3) Metode Haspers, dengan ketentuan :

(1) koefisien aliran (α) dihitung dengan persamaan :

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 f^{0,7}}{1 + 0,075 f} \quad (52)$$

(2) koefisien reduksi (β) dihitung dengan persamaan :

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,7 \times 10^{-0,4t})}{(t^2 + 15)} \times \frac{f^{3/4}}{12} \quad (53)$$

(3) waktu konsentrasi dihitung dengan persamaan :

$$t_x = 0,1 L^{0,8} i^{-0,3} \quad (54)$$

(4) hujan maksimum menurut Haspers dihitung dengan persamaan :

$$q = \frac{Rt}{3,6t} \quad (55)$$

$$R_t = \bar{R} + S_x \cdot Y \quad (56)$$

Keterangan:

t adalah waktu curah hujan (jam);

q adalah hujan maksimum (m³/km²/s);

\bar{R} adalah curah hujan maksimum rata-rata (mm);

S_x adalah simpangan baku;

Y adalah variabel simpangan untuk periode ulang T tahun;

R_t adalah curah hujan dengan periode ulang T tahun (mm).

berdasarkan Haspers ditentukan :
untuk $t < 2$ jam,

$$R_t = \frac{t \cdot R_{24}}{t + 1 - 0,0008(260 - R_{24})(2 - t)^2} \quad (57)$$

Keterangan:

t adalah waktu curah hujan (jam);

R_{24} adalah curah hujan dalam 24 jam (mm);

R_t adalah curah hujan dengan waktu t jam (mm).

untuk $2 \text{ jam} < t < 19 \text{ jam}$,

$$R_t = \frac{t \cdot R_{24}}{t + 1} \quad (58)$$

untuk $19 \text{ jam} < t < 30 \text{ hari}$,

$$R_t = 0,707 \cdot R_{24} \sqrt{t + 1} \quad (59)$$

Keterangan:

T adalah waktu curah hujan (hari);

R_{24} adalah curah hujan dalam 24 jam (mm);

R_t adalah curah hujan dalam t jam (mm).

5.4.1.2 Metode Jepang

$$V = 72 (i)^{0,6} \quad (60)$$

$$t = 0,0138(L)(i)^{-0,6} \quad (61)$$

$$R_t = \frac{R_{100}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} \quad (62)$$

$$Q_{100} = \frac{C R_t \cdot f}{3,6} \quad (63)$$

Keterangan:

i adalah *slope*, L adalah panjang sungai (km);

V adalah kecepatan aliran (m/s);

t adalah waktu (jam);

R_t adalah curah hujan (jam);

R_{100} adalah hujan rencana dgn periode ulang 100 tahun;

F adalah Luas DAS (Km²);

C adalah koefisien.

5.4.2 Metode empiris

Debit banjir dapat dihitung dengan metode empiris, apabila data debit observasi tidak tersedia dalam kuantitas yang memadai. Parameter yang didapat bukan secara analitis, tetapi berdasarkan penelitian sehingga dapat dibuat hubungan korelasi antara hujan dan karakteristik DAS terhadap banjir. Dalam hal ini metode empiris yang dipakai adalah metode hidrograf satuan.

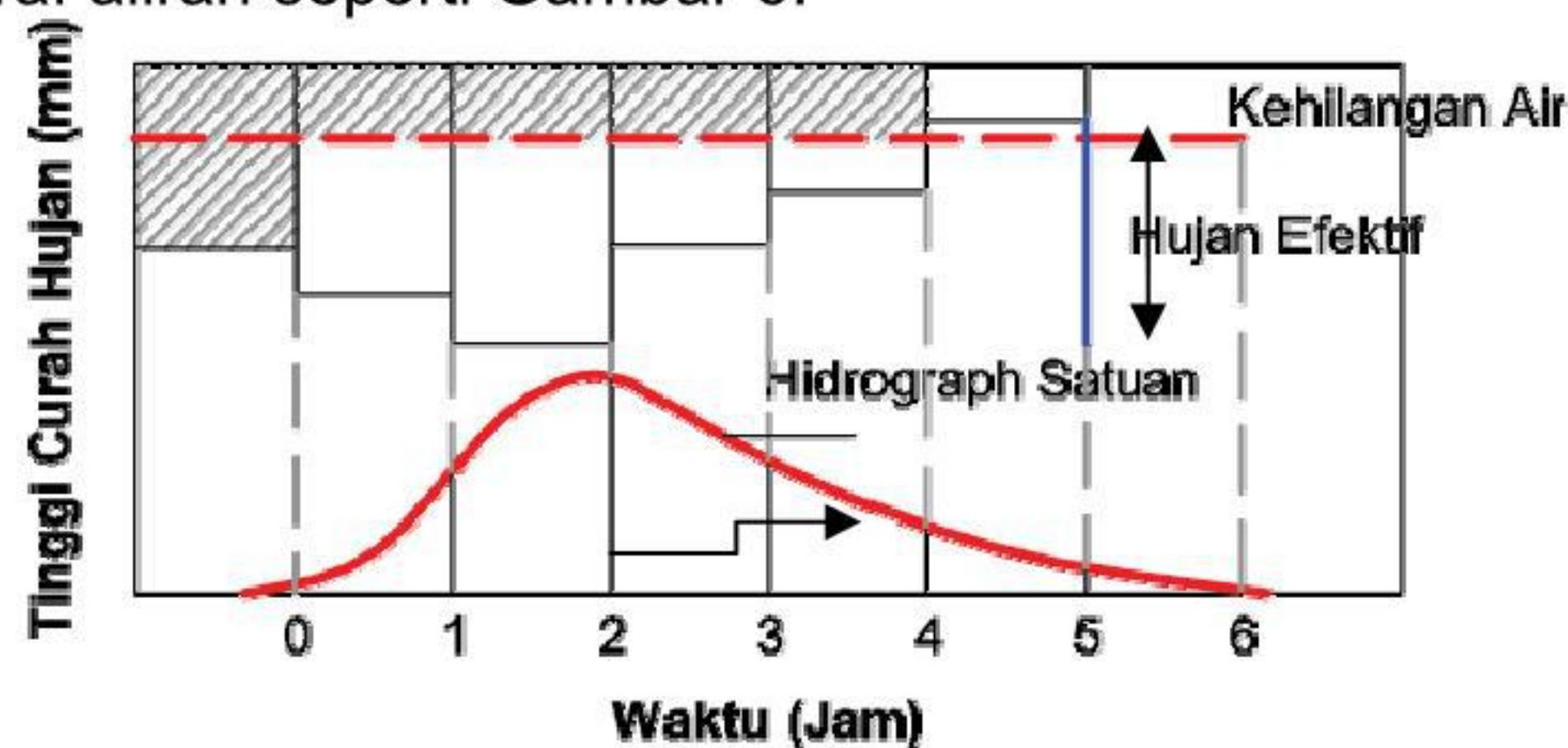
5.4.2.1 Metode hidrograf satuan

Yang perlu diperhatikan dalam metode hidrograf satuan adalah hujan efektif, aliran dasar dan hidrograf limpasan. Dalam menentukan besarnya banjir dengan hidrograf satuan diperlukan data hujan jam-jaman. Metode ini mencari hubungan antara limpasan permukaan dan hujan sebagai penyebabnya (walaupun sudah jelas terlihat, bahwa kuantitas dan

intensitas hujan mempunyai pengaruh langsung terhadap hidrograf) maka dengan hidrograf satuan dapat dijelaskan hubungannya, dan besar pengaruh hujan efektif terhadap limpasan permukaan.

Beberapa hal yang diperlukan dalam membuat hidrograf satuan :

- 1) Tentukan besarnya hujan efektif dapat dihitung dengan menggunakan metode Ø indeks atau metode Horton :
 - a. metode Ø indeks, mengasumsikan bahwa besarnya kehilangan hujan dari jam ke jam adalah sama, sehingga kelebihan dari curah hujan akan sama dengan volume dari hidrograf aliran seperti Gambar 6.



Gambar 6- Metode indeks Ø

- b. sedangkan metode Horton mengasumsikan bahwa kehilangan debit aliran akan berupa lengkung eksponensial, sehingga makin besar jumlah hujan yang meresap akan mengakibatkan tanah menjadi cepat jenuh akibatnya besar resapan akan berkurang dan akan mengikuti persamaan Horton sebagai berikut :

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (64)$$

Keterangan:

f_p adalah kapasitas infiltrasi pada waktu t (mm);

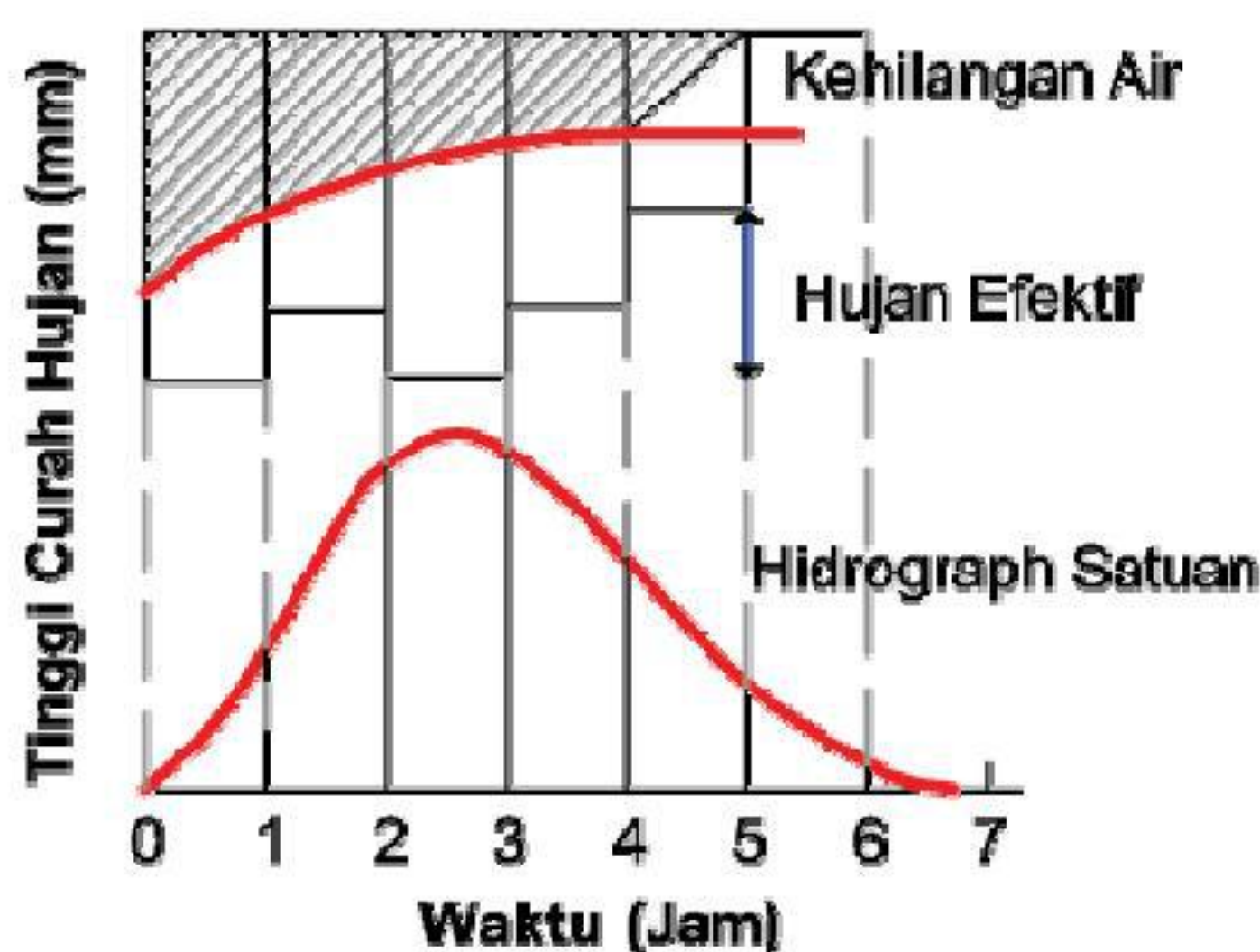
f_c adalah harga akhir dari infiltrasi;

f_0 adalah kapasitas infiltrasi permulaan yang tergantung dari hujan sebelumnya, dapat diperkirakan 50%-80% dari curah hujan total;

k adalah konstanta yang tergantung dari tekstur tanah;

t adalah waktu sejak hujan mulai.

Contoh metode Horton dapat dilihat pada Gambar 7 dibawah ini.

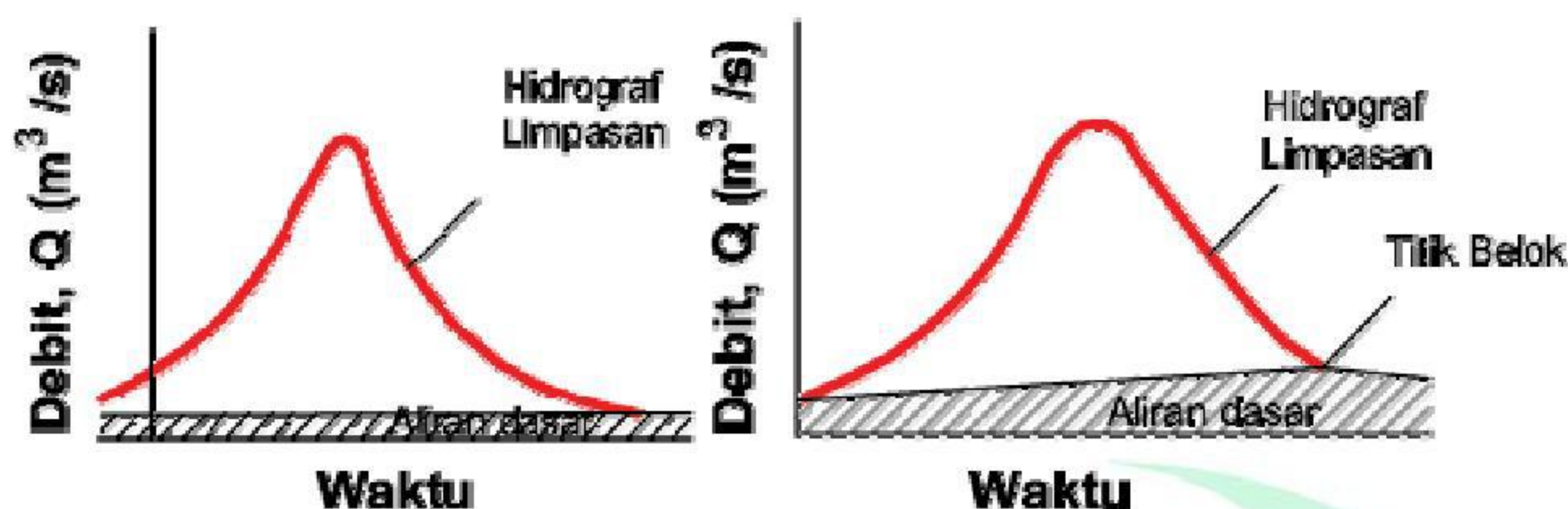


Gambar 7- Metode Horton

- 2) Pilih hidrograf limpasan, terdiri dari dua komponen pokok yaitu : debit aliran permukaan dan aliran dasar dan pisahkan aliran permukaan dan aliran dasarnya.

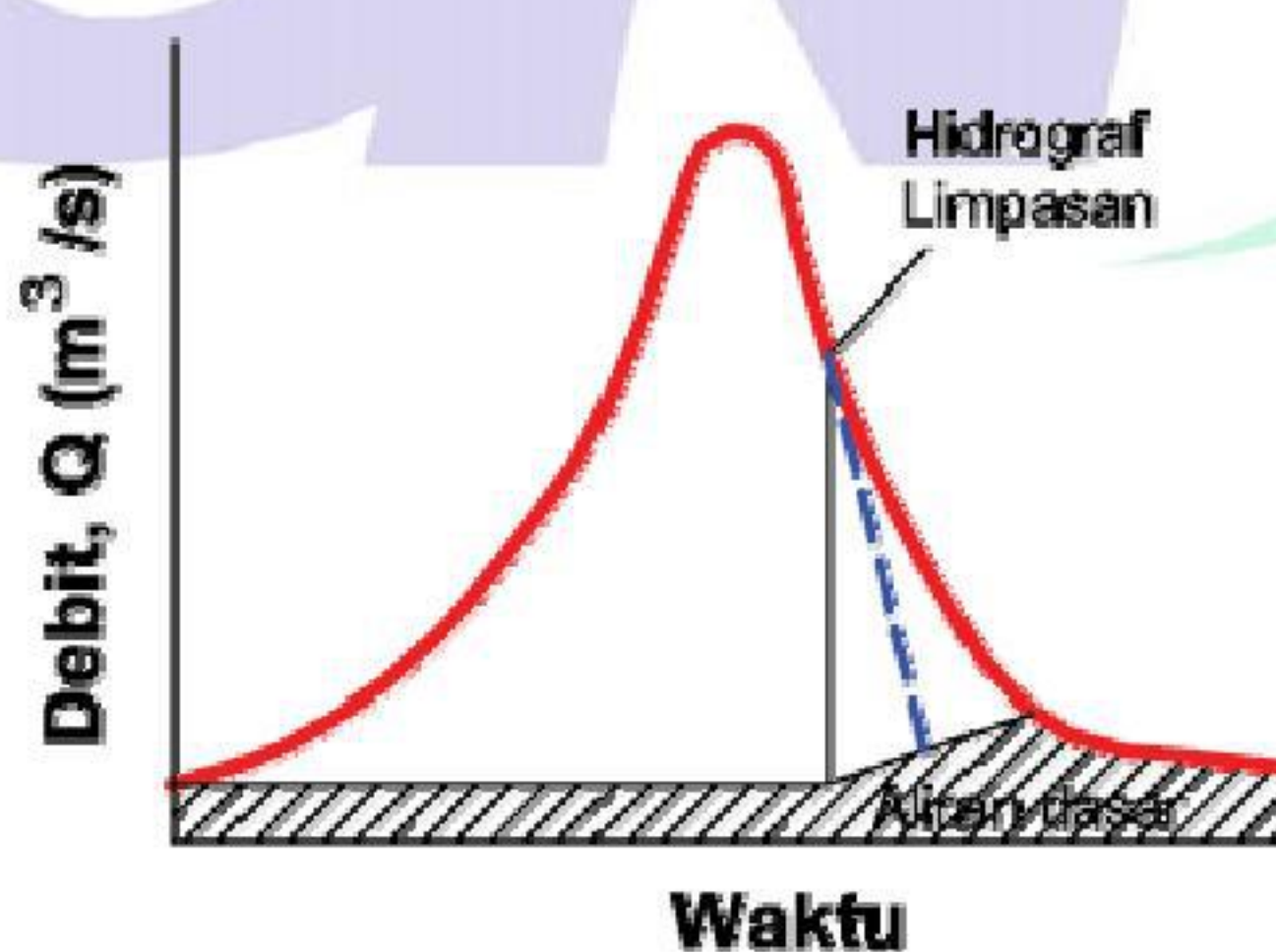
Cara praktis, untuk mendapatkan besarnya aliran permukaan adalah sebagai berikut :

- debit aliran dasar merata dari permulaan hujan sampai akhir dari hidrograf aliran (lihat Gambar 8);
- debit aliran dasar ditarik dari titik permulaan hujan sampai titik belok di akhir hidrograf aliran (lihat Gambar 9);
- debit aliran dasar terbagi menjadi dua bagian, yaitu bagian pertama mengikuti pendekatan cara ke-1 sampai titik belok bagian atas (awal dari aliran antara), bagian ke-2 mengikuti pendekatan cara ke-2, (lihat Gambar 10);



Gambar 8- Debit aliran dasar merata dari permulaan hujan sampai akhir dari hidrograf aliran

Gambar 9- Debit aliran dasar ditarik dari titik permulaan hujan sampai titik belok di akhir hidrograf aliran



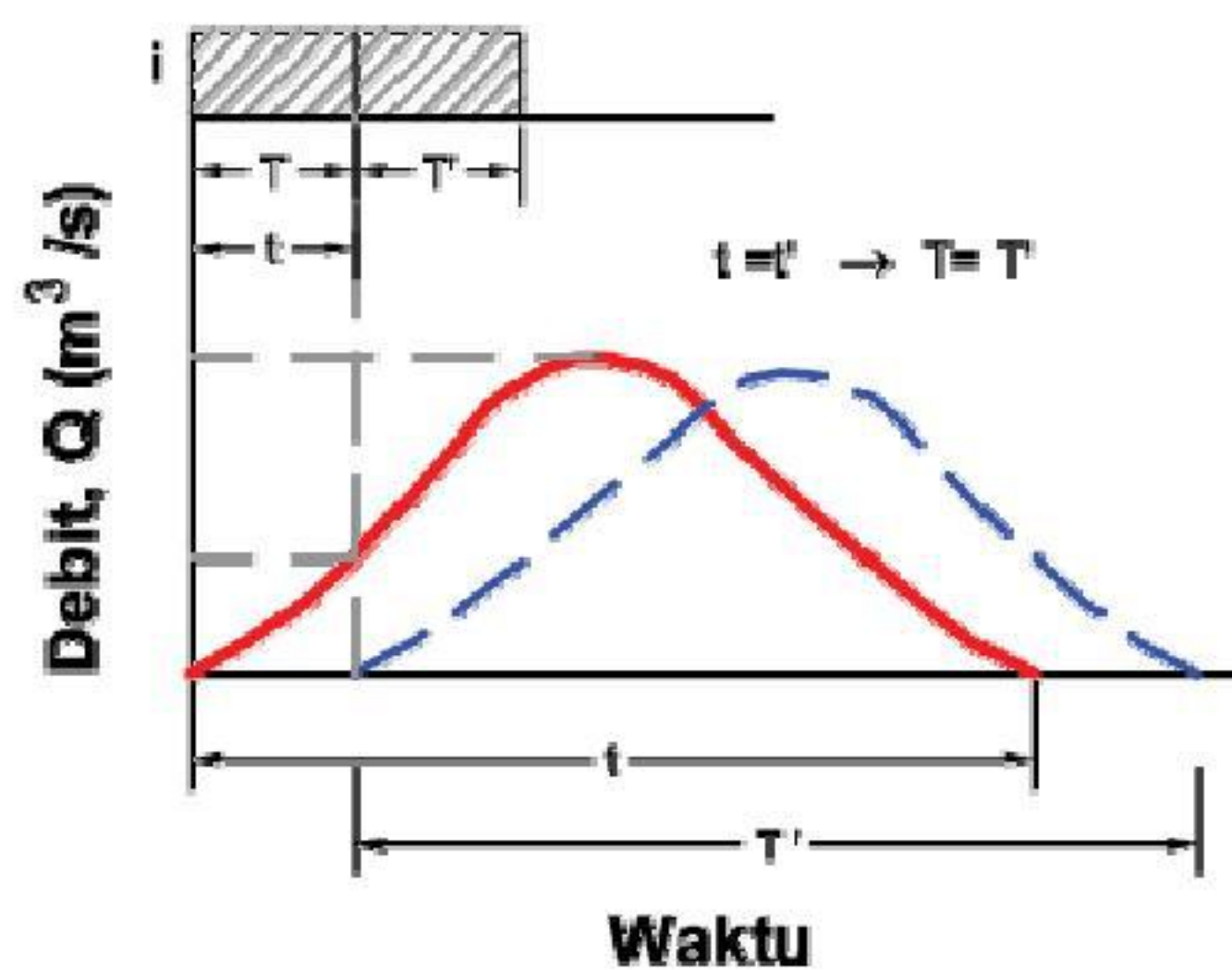
Gambar 10- Debit aliran dasar terbagi menjadi dua bagian

- Tentukan besarnya hidrograf satuan dengan membagi ordinat limpasan permukaan dengan hujan efektif.
- Untuk menghitung besarnya hidrograf banjir dihitung dengan mengalikan besarnya hujan efektif untuk kejadian banjir dengan periode ulang tertentu dengan hidrograf satuan yang didapat, selanjutnya ditambah aliran dasar.

Asumsi dan pendekatan dalam pembentukan hidrograf satuan :

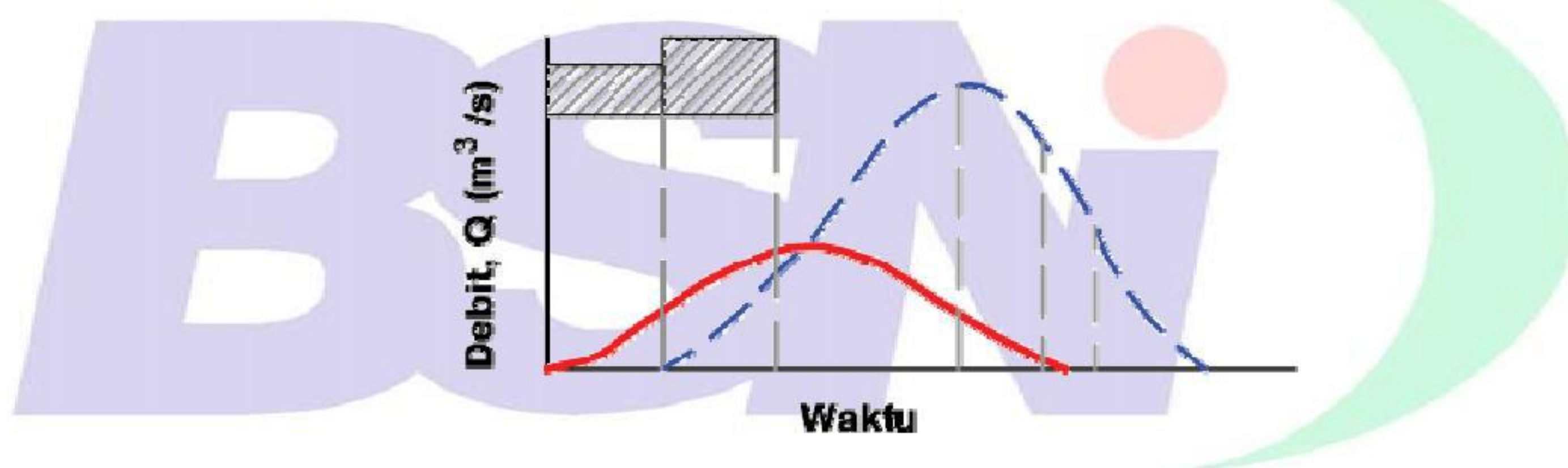
- Hujan efektif terdistribusi dengan intensitas sama (*uniform*) selama periode yang ditentukan.
- Hujan efektif didistribusi merata pada seluruh Daerah Aliran Sungai (DAS).

3. Hujan efektif yang terjadi dengan durasi yang sama, akan menghasilkan aliran dengan durasi waktu (*time base*) yang sama pula. Tetapi jumlah limpasan/*run off* yang terjadi tergantung dari intensitas hujannya.



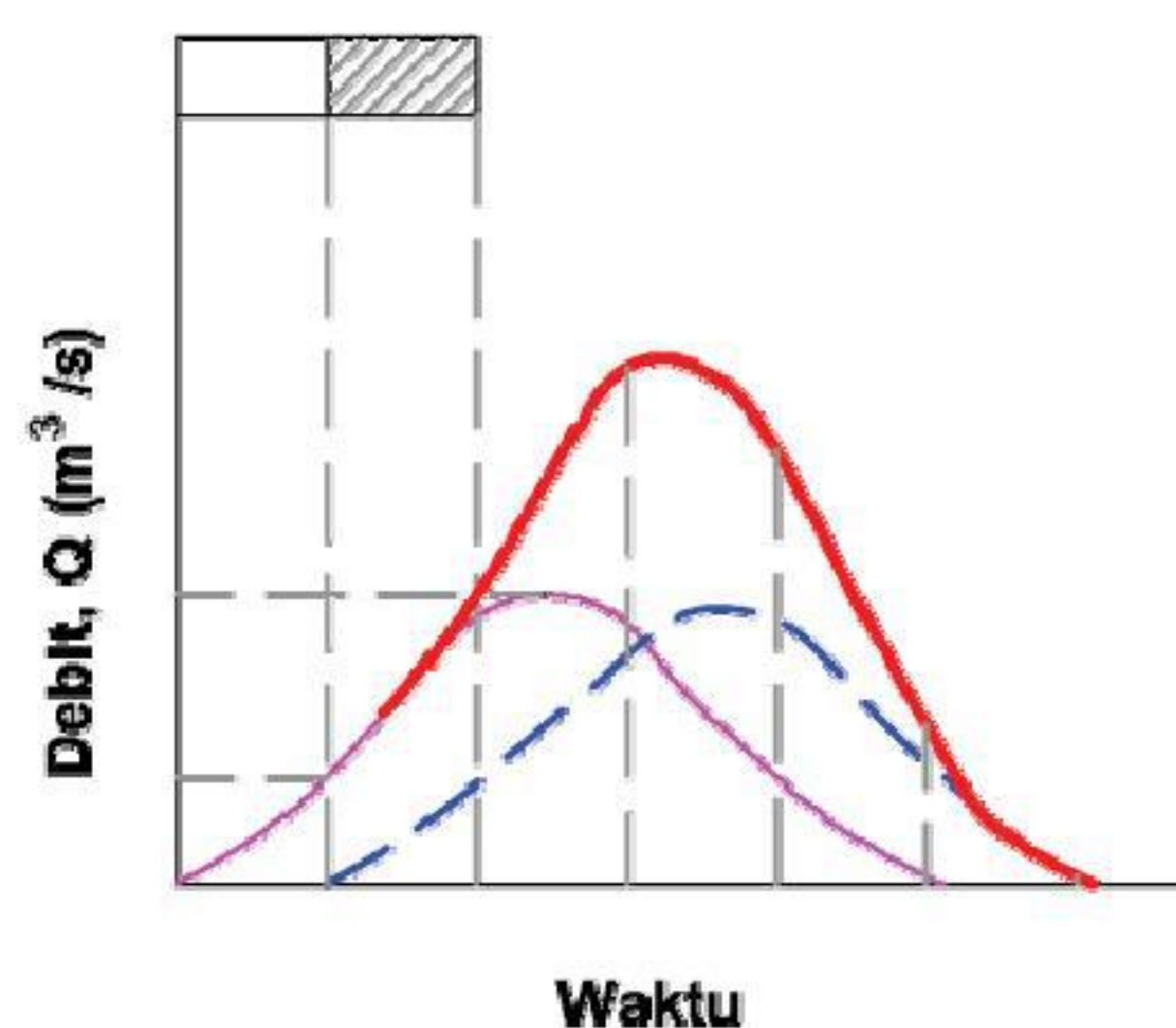
Gambar 11- Hidrograf aliran

4. Dengan kenaikan intensitas hujan efektif/*netto* secara proposional $i' = n.i$ dengan durasi yang sama, dihitung hidrograf limpasan dengan ordinat $Q' = n.Q$ pula (kenaikan Q sebanding dengan kenaikan i).



Gambar 12- Hidrograf aliran

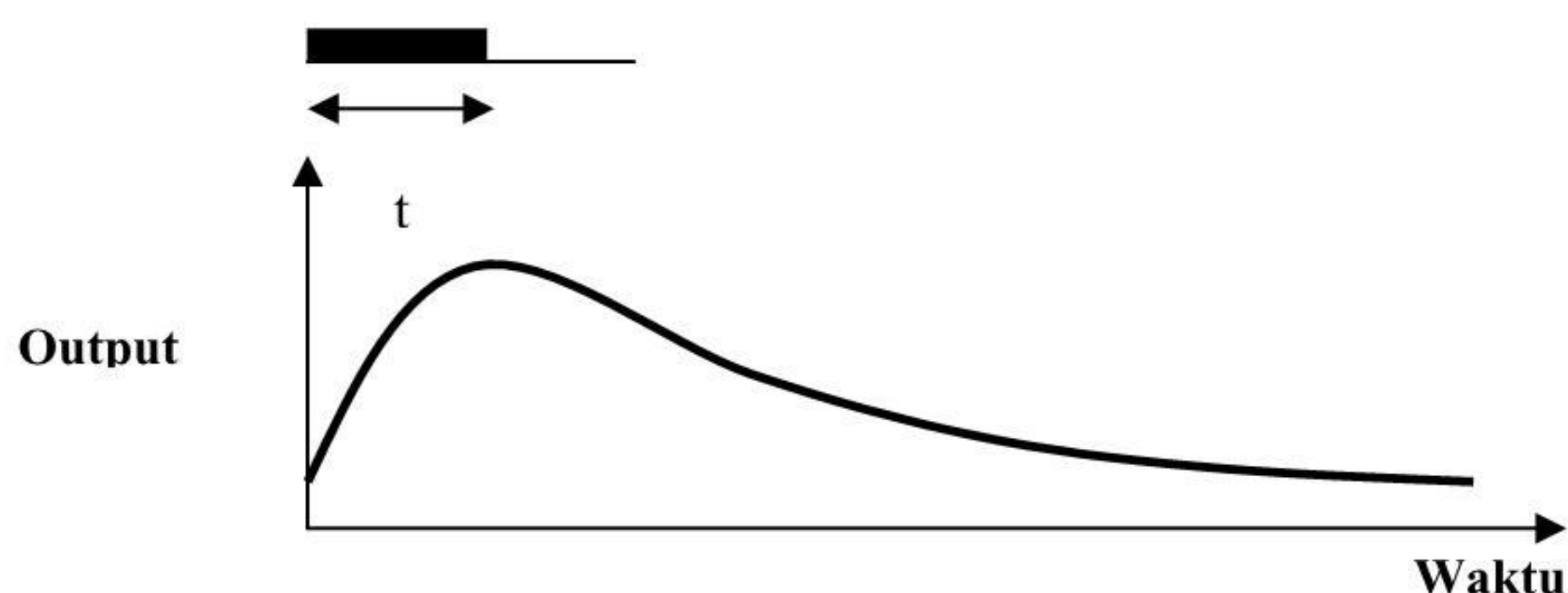
5. Diberlakukannya prinsip superposisi



Gambar 13- Superposisi hidrograf aliran

Penguasaan teknik “hidrograf satuan” digunakan sebagai salah satu dasar yang penting dari suatu metode untuk memperkirakan hidrograf banjir (*flood hydrograph*) dari suatu hujan rencana (*design rainfall*).

Hidrograf satuan merupakan fungsi respon yang bersifat linear dari suatu input hujan efektif menjadi limpasan langsung sebagai *output*.



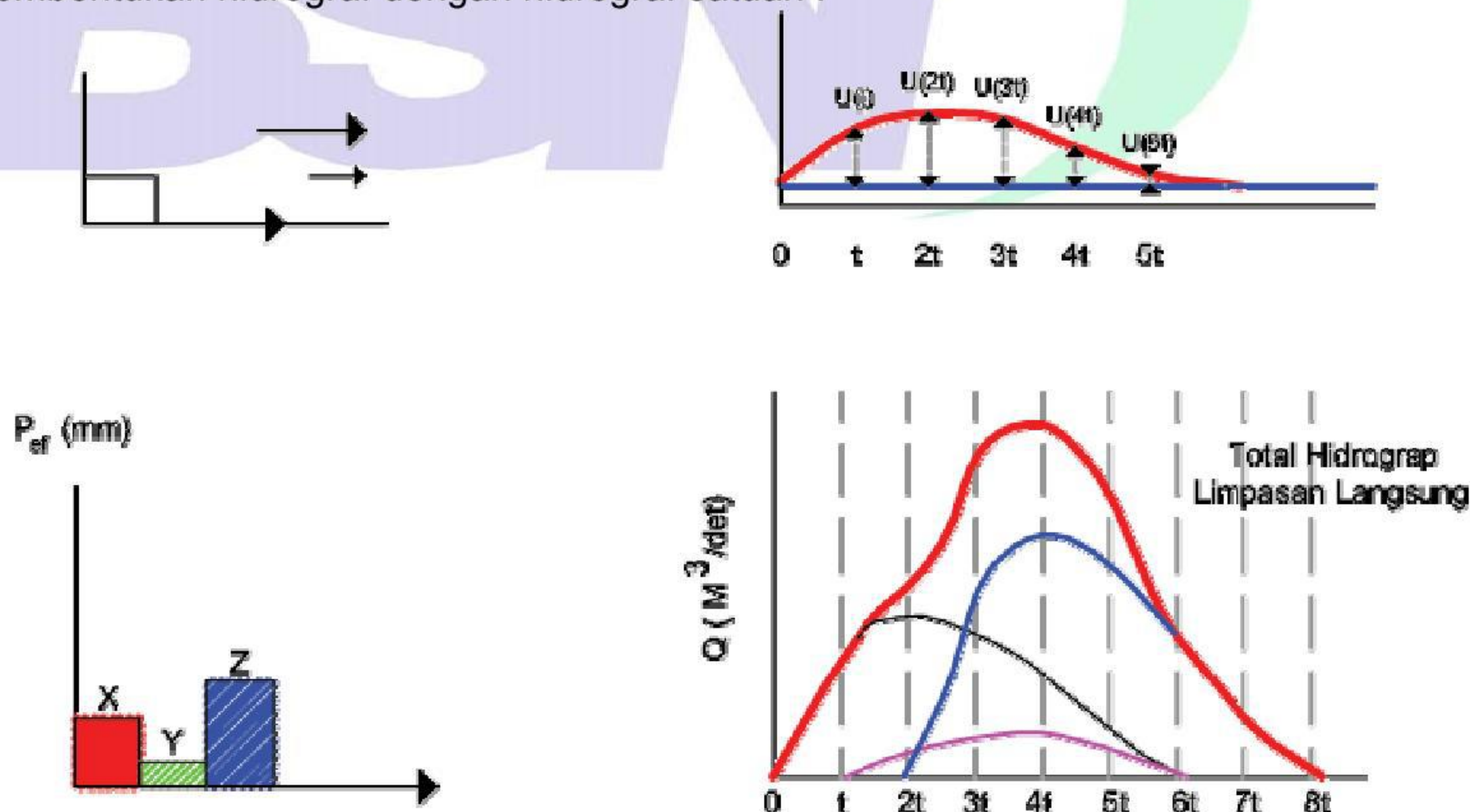
Gambar 14-Hidrograf satuan

Untuk suatu daerah aliran tertentu dapat ditentukan bahwa 1 satuan hujan efektif (mm atau cm atau inch) yang berlangsung selama 1 jam akan menghasilkan suatu karakteristik hidrograf limpasan langsung yang disebut t jam hidrograf satuan. Sehingga dapat didefinisikan bahwa :

“ t jam hidrograf satuan” adalah hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan oleh 1 satuan hujan efektif (mm, cm, atau inchi) yang jatuh merata di daerah aliran sungai selama t jam.

Volume dari hidrograf satuan sama dengan volume dari 1 satuan tebal air yang tersebar merata di seluruh daerah aliran.

Pembentukan hidrograf dengan hidrograf satuan :



Gambar 15-Proses perhitungan hidrograf aliran

Ordinat hidrograf limpasan langsung total :

$$q_t \text{ (aliran rata-rata pada waktu } t) = Pe_x U_{(t)}$$

$$q_{2t} \text{ (aliran rata-rata pada waktu } 2t)$$

$$= Pe_x U_{(2t)} + Pe_y U_{(t)}$$

$$\begin{aligned}
q_{3t} & \text{ (aliran rata-rata pada waktu 3t)} \\
& = Pe_x U_{(31)} + Pe_y U_{(2t)} + Pe_z U_{(t)} \\
q_{4t} & \text{ (aliran rata-rata pada waktu 4t)} \\
& = Pe_x U_{(41)} + Pe_y U_{(3t)} + Pe_z U_{(2t)} \\
q_{5t} & \text{ (aliran rata-rata pada waktu 5t)} \\
& = Pe_x U_{(51)} + Pe_y U_{(4t)} + Pe_z U_{(3t)} \\
q_{6t} & \text{ (aliran rata-rata pada waktu 6t)} \\
& = Pe_x U_{(61)} + Pe_y U_{(5t)} + Pe_z U_{(4t)} \\
& = 0 + Pe_y U_{(5t)} + Pe_z U_{(4t)} \\
q_{7t} & \text{ (aliran rata-rata pada waktu 7t)} \\
& = + Pe_y U_{(6t)} + Pe_z U_{(5t)} \\
& = 0 + Pe_z U_{(5t)} \\
q_{8t} & \text{ (aliran rata-rata pada waktu 8t)} \\
& = Pe_z U_{(5t)}
\end{aligned}$$

5.4.2.2 Prosedur pembuatan hidrograf satuan dari data observasi (*actual unit hydrograph*)

Dalam metode ini dikemukakan bahwa hidrograf satuan hasil pengolahan data observasi merupakan salah satu alat untuk memperkirakan hidrograf banjir jika diketahui data curah hujan dan karakteristik fisik daerah aliran yang tidak banyak mengalami perubahan. Metode ini dipergunakan bila data debit yang tersedia sangat terbatas dan berlaku untuk luas daerah aliran yang tidak terlalu besar. Prosedur pengerjaan hidrograf satuan pengamatan (*Actual Unit Hydrograph*) adalah sebagai berikut:

- 1) Dari pencatatan hujan lebat, yang turun merata di suatu daerah, pilih beberapa intensitas dengan durasi tertentu disesuaikan dengan waktu kejadian banjir yang dipilih.
- 2) Dari pencatatan data debit banjir, dipersiapkan hidrograf banjir (*flood hydrograph*) selama beberapa hari sebelum dan sesudah periode hujan pada butir 1.
- 3) Pisahkan aliran dasar (*Base Flow*): terhadap aliran permukaan dengan berbagai metode yang ada.
- 4) Dari hasil pemisahan ini, akan didapat/dihitung ordinat aliran dasar dan ordinat limpasan langsung.
- 5) Hitung tinggi aliran (h_{eff}) dengan persamaan :

$$h_{eff} = deff = \frac{V_{nett}}{A} = \frac{\int_0^t Q_{nett} dt}{A} \quad (65)$$

$$= \frac{\sum Q_{net} \Delta t}{A} \text{ (cm)} \quad (66)$$

Keterangan:

A adalah luas daerah aliran (m^2);

Q_{net} adalah ordinat debit limpasan langsung adalah ($Q_{net} = Q_{|0|} - Q_{BF}$);

$Q_{|0|}$ adalah debit limpasan;

Q_{BF} adalah debit limpasan dasar;
 Δt adalah batas interval;
 $heff$ adalah tinggi aliran dalam m atau mm.

- 6) Hitung ordinat-ordinat hidrograf satuan dengan persamaan.
 Ordinat-ordinat hidrograf satuan = ordinat-ordinat limpasan langsung / $heff$

Waktu Tgl.Jam	Debit Total (m ³ /s)	Aliran Dasar (m ³ /s)	ordinat limpasan langsung (m ³ /s)	ordinat hidrograf satuan (m ³ /s/cm)
(1)	(2)	(3)	(4)=(2)-(3)	(5)=(4)/ $heff$

$$heff = \frac{\sum Q_{net} \Delta t}{A} = \frac{Q_{net} \times 60 \times 60 \times \Delta t}{A} \quad (67)$$

Penyelesaian :

Langkah-langkah perhitungan

- a) Pemisahan aliran dasar (*base flow*) terhadap aliran permukaan
 Debit total = limpasan langsung + aliran dasar
 Atau
 Ordinat limpasan langsung = debit total - aliran dasar
 (4) = (2) - (3)
- b) Menghitung jumlah debit limpasan langsung dari seluruh interval waktu

$$\int_0^t Q_{net} dt = \sum Q_{net} \Delta t = \sum (4) \Delta t \quad (68)$$

- c) Menghitung volume limpasan langsung dengan persamaan

$$heff = \frac{\text{volume limpasan langsung}}{\text{luas daerah aliran}} = \frac{\int_0^t Q_{net} dt}{A} \quad (69)$$

$$= \frac{\sum Q_{net} \Delta t}{A} \quad (70)$$

- d) Menghitung ordinat-ordinat hidrograf satuan dengan persamaan :

$$\text{Ordinat-ordinat hidrograf satuan} = \frac{\text{ordinat limpasan langsung}}{heff} \quad (71)$$

atau

$$\text{Kol (5)} = \frac{\text{kol(4)}}{heff}$$

5.4.2.3 Prosedur pembuatan hidrograf satuan sintetis (*Synthetic Unit Hydrograph*)

1. Metode “*Soil Conservation Service*” (SCS) – USA

Hidrograf satuan tak berdimensi SCS adalah hidrograf sintetis yang diekspresikan dalam bentuk perbandingan antara debit q dengan debit puncak q_p dan waktu t dengan waktu naik (*time of rise*) T_p seperti terlihat Gambar 16 a-Hidrograf satuan sintetis SCS dan Tabel 13 dengan memperhatikan koordinat dari hidrograf ini. Nilai q_p dan T_p dapat diperkirakan dengan menggunakan penyederhanaan model hidrograf satuan segitiga seperti Gambar 17 b-Hidrograf satuan sintetis SCS dengan satuan waktu jam dan debit dalam m^3/s .

Dalam kajian terhadap banyak hidrograf satuan, waktu turun (*time of recession*) dapat diperkirakan sebesar $1,67 T_p$ dan basis hidrograf $t_p = 2,67 T_p$. Untuk limpasan langsung (*direct runoff*) sebesar 1 cm diperoleh debit puncak.

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \quad (72)$$

Keterangan:

q_p adalah puncak hidrograf satuan (m^3/s);
 C adalah konstanta = 2,08;
 A adalah luas DAS (km^2);
 T_p adalah waktu naik atau waktu yang diperlukan antara permulaan hujan hingga mencapai puncak hidrograf (jam).

Lama waktu kelambatan (*time lag*)

$$t_p = 0,6 T_c \quad (73)$$

Keterangan:

t_p adalah waktu kelambatan yaitu waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak hidrograf (jam);
 T_c adalah waktu konsentrasi yang dapat dihitung dengan persamaan KIRPICH (1940).

$$T_c = 0,01947 L^{0,77} S^{-0,385} \quad (74)$$

Keterangan:

T_c adalah waktu konsentrasi (menit);
 L adalah panjang maksimum lintasan air (m);
 S adalah kemiringan (*slope*) DAS = $\Delta H/L$;
 ΔH adalah perbedaan ketinggian antara titik terjauh di DAS dengan tempat pelepasan (*outlet*).

Waktu naik (*time of rise*)

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad (75)$$

Keterangan:

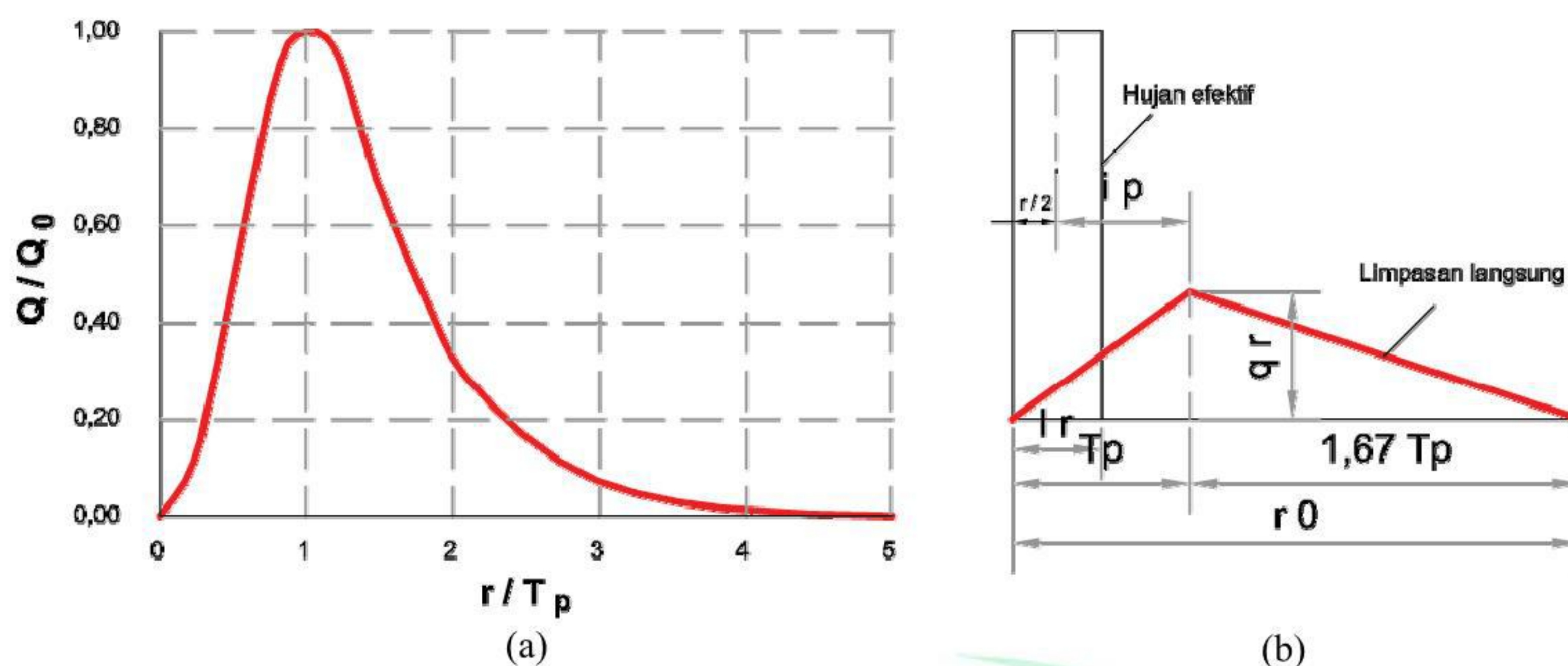
T_p adalah waktu naik (jam);
 t_r adalah lama terjadinya hujan efektif (jam);
 t_p adalah waktu kelambatan (jam).

Langkah perhitungan :

1. Ambil durasi hujan T_c dari data hujan yang tersedia;
2. Hitung waktu konsentrasi T_c ;
3. Hitung lama waktu kelambatan t_p ;

4. Hitung waktu naik T_p ;
5. Hitung puncak hidrograf satuan q_p ;
6. Hidrograf tak berdimensi seperti Hidrograf tak berdimensi
7. Hidrograf satuan segitiga

Gambar 18 dapat diperoleh dengan mengalikan sumbu horizontal dengan T_p dan sumbu vertikal dengan q_p serta basis hidrograf $t_p = 2,67 T_p$.



(a) Hidrograf tak berdimensi
(b) Hidrograf satuan segitiga

Gambar 18-Hidrograf satuan sintetik SCS

Tabel 13- Koordinat hidrograf satuan tak berdimensi SCS

t/t_p	q/q_p	t/t_p	q/q_p	t/t_p	q/q_p
0	0	1,1	0,98	2,8	0,098
0,1	0,015	1,2	0,92	3,0	0,075
0,2	0,075	1,3	0,84	3,5	0,036
0,3	0,16	1,4	0,75	4,0	0,018
0,4	0,28	1,5	0,66	4,5	0,009
0,5	0,43	1,6	0,56	5,0	0,004
0,6	0,60	1,8	0,42		
0,7	0,77	2,0	0,32		
0,8	0,89	2,2	0,24		
0,9	0,97	2,4	0,18		
1,0	1,00	2,6	0,13		

Pengujian hasil perhitungan debit banjir desain :

Untuk mempertinggi tingkat ketelitian hasil hitungan dari metode yang dipilih, disamping perlu dilakukan kalibrasi terhadap metode yang dipakai juga dapat diuji dengan cara sebagai berikut :

- a. Hasil perhitungan dibandingkan dengan hasil-hasil pengukuran debit yang pernah dilakukan di DAS lain didekatnya yang kondisinya hampir bersamaan.
- b. Dibandingkan dengan metode-metode hidrograf satuan yang lain.

2. Metode sintetik hidrograf satuan dari Snyder

Perhitungan Hidrograf satuan dari Snyder :

$$t_p = C_1 (L.L_c)^n \quad (76)$$

Keterangan:

L adalah panjang sungai (km);

L_c adalah panjang sungai dari titik berat basin ke outlet (km);

t_p adalah waktu dari titik berat curah hujan efektif ke puncak banjir ;

C_1, n adalah koefisien-koefisien yang tergantung dari karakteristik daerah pengalirannya.

$$q_p = 275 \frac{c_p}{t_p} \quad (77)$$

Keterangan:

q_p adalah debit maksimum hidrograf satuan (liter/det/km²);

c_p adalah koefisien tergantung dari karakteristik daerah pengalirannya.

$$t_c = \frac{tp}{5,5} \quad (78)$$

Keterangan:

t_c adalah lamanya curah hujan efektif

Jika $t_c > t_R$

$$t'_p = t_p + 0,25(t_R - t_c) \quad (79)$$

Sehingga didapat waktu untuk mencapai debit maksimum

$$Tp = t'_p + 0,5(t_R - t_c) \quad (80)$$

Jika $t_c < t_R$

$$Tp = t_p + 0,5 t_R \quad (81)$$

Keterangan:

Tp adalah waktu penaikan banjir (*time rise to peak*);

t_R adalah durasi hujan efektif (jam).

$$Q_p = q_p \cdot \frac{25,4A}{1000} \quad (\text{untuk ketebalan hujan 1 inch atau } = 25,4 \text{ mm}) \quad (82)$$

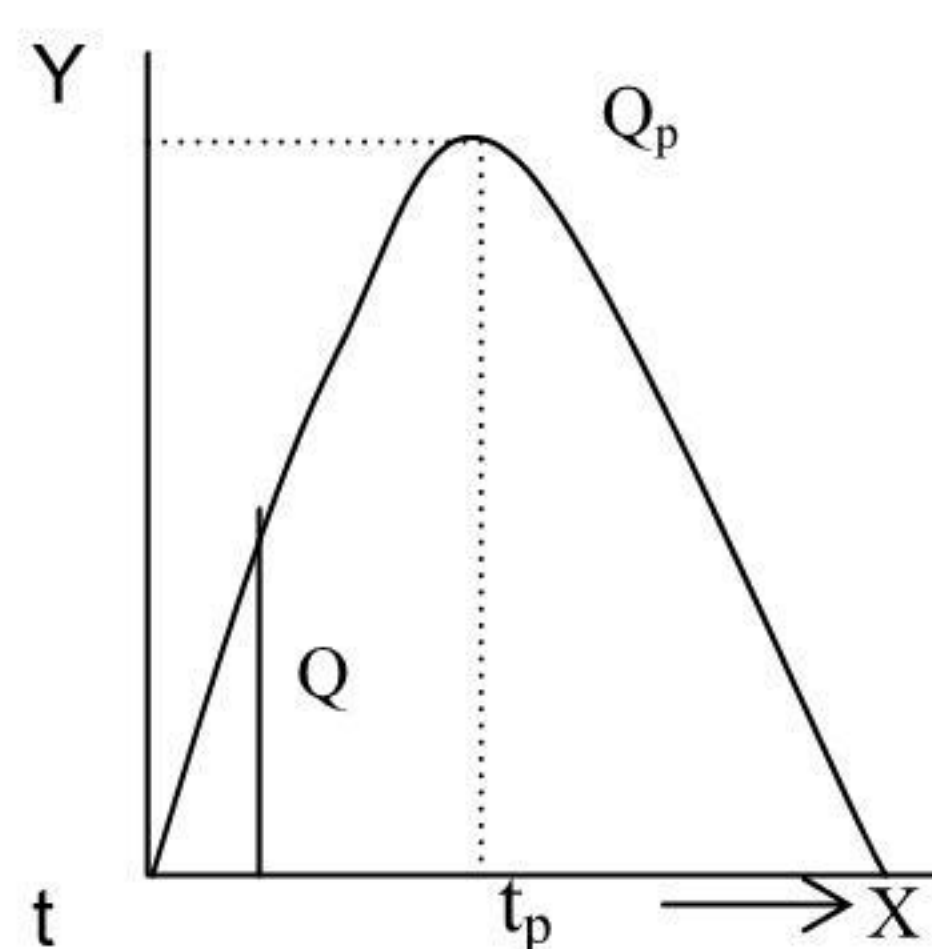
Keterangan:

Q_p adalah debit maksimum total (m³/s);

q_p adalah debit maksimum hidrograf satuan (1 liter/s/km²);

A adalah luas daerah aliran (km²).

Bentuk dari Hidrograf satuan ditentukan oleh persamaan Alexseyev.



Gambar 19- Hidrograf satuan

$$Q = f(t)$$

$$Y = \frac{Q}{Q_p} \quad X = \frac{t}{T_p}$$

$$Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}, \text{ persamaan Alexseyev} \quad (83)$$

$$\lambda = \frac{Q_p \cdot T_p}{W}$$

$$a = 1,32 \lambda^2 + 0,15\lambda + 0,045 \quad (85)$$

$$W = 1000h \cdot A \quad (84)$$

h = curah hujan efektif (*excess rainfall*) dalam mm

3. Cara Gama I

- 1) Satuan hidrograf sintetik Gama I dibentuk oleh tiga komponen dasar yaitu waktu naik (TR), debit puncak (Q_p), waktu dasar (TB) dengan uraian sebagai berikut :

- (1) waktu naik (TR) dinyatakan dengan persamaan :

$$TR = 0,43 \left(\frac{L}{100 SF} \right)^3 + 1,0665 SIM + 1,2775 \quad (85)$$

Keterangan:

TR adalah waktu naik (jam);

L adalah panjang sungai (km);

SF adalah faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat 1 dengan jumlah panjang sungai semua tingkat;

SIM adalah faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DAS sebelah hulu (RUA);

WF adalah faktor lebar adalah perbandingan antara lebar DAS yang diukur dari titik di sungai yang berjarak $\frac{3}{4} L$ dan lebar DAS yang diukur dari titik yang berjarak $\frac{1}{4} L$ dari tempat pengukuran.

- (2) debit puncak (Q_p) dinyatakan dengan persamaan :

$$Q_p = 0,1836 A^{0,5886} JN^{0,2381} TR^{-0,4008} \quad (86)$$

Keterangan:

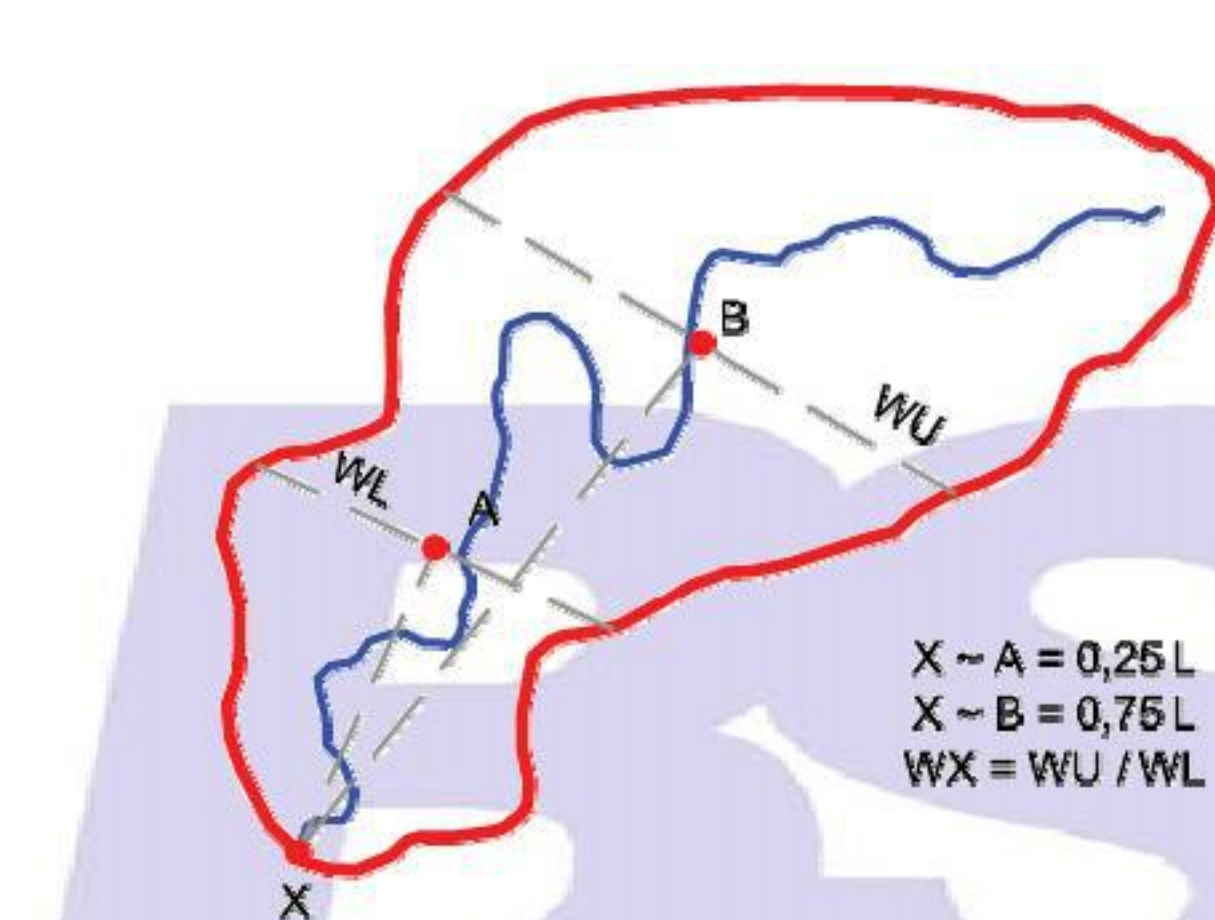
Q_p adalah debit puncak (m^3/s);
 JN adalah jumlah pertemuan sungai;
 TR adalah waktu naik (jam);
 A adalah luas DAS.

(3) waktu dasar (T_b) dinyatakan dengan persamaan :

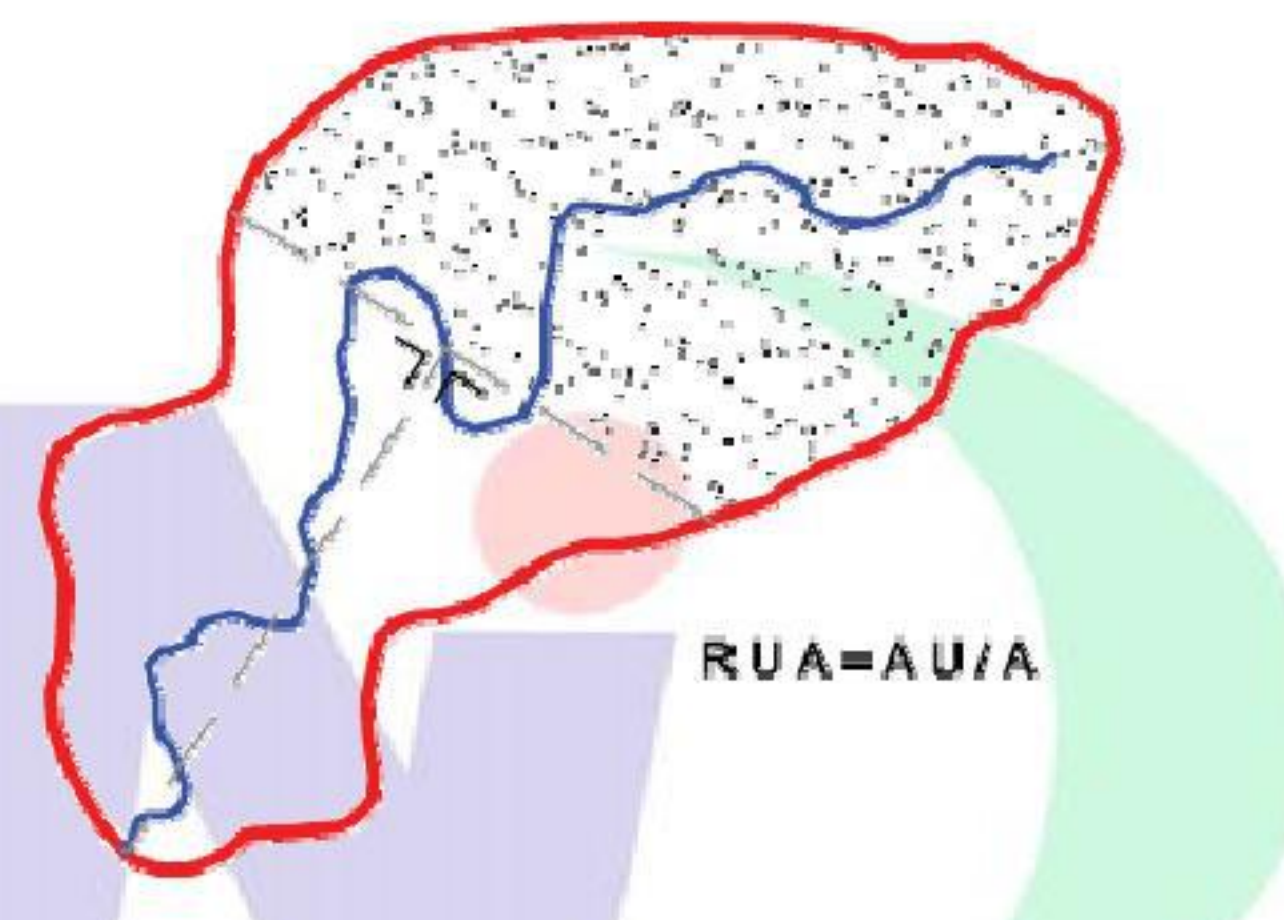
$$T_b = 27,4132 TR^{0,1457} S^{-0,0956} SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \quad (87)$$

Keterangan:

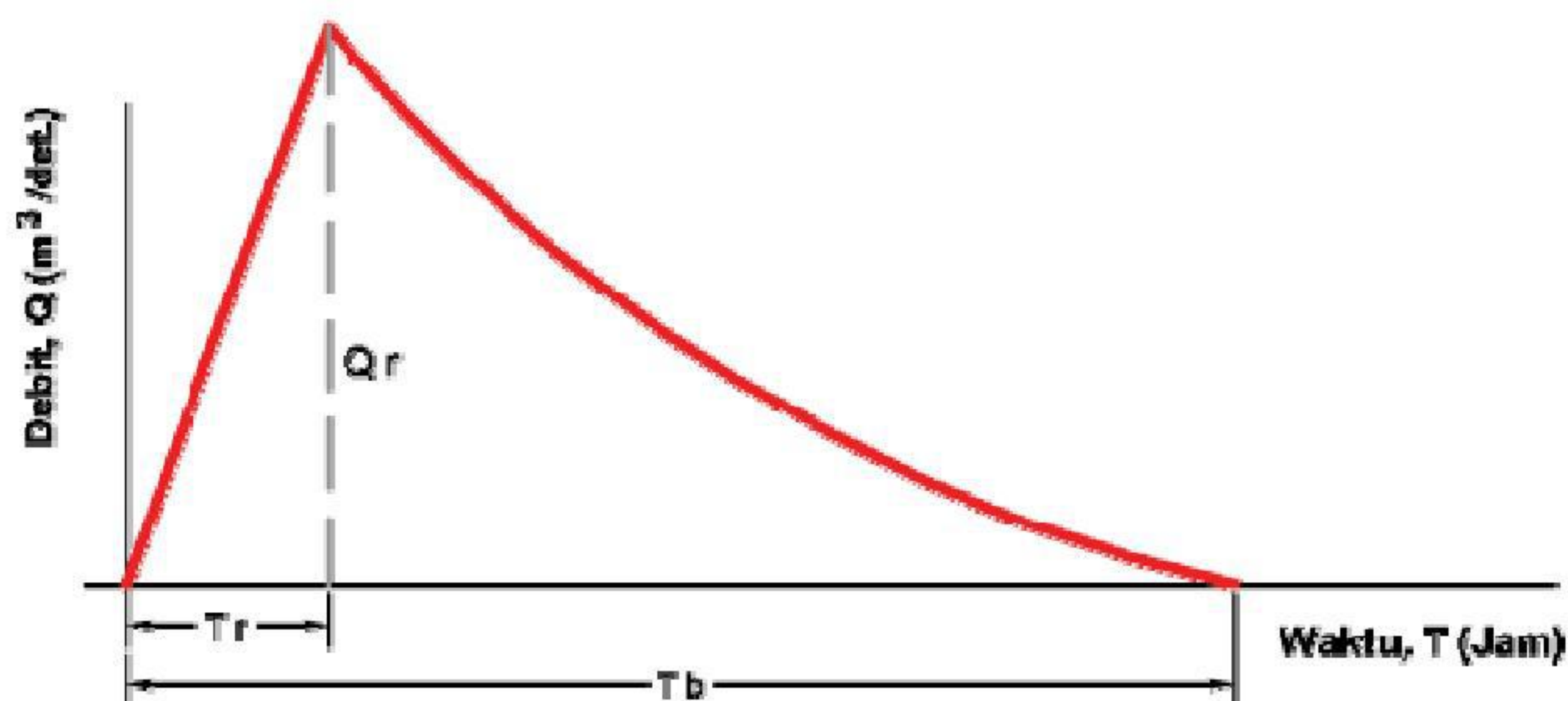
T_b adalah waktu dasar (jam);
 TR adalah waktu naik (jam);
 S adalah kemiringan sungai rata-rata;
 SN adalah frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 dengan jumlah sungai semua tingkat;
 RUA adalah luas DAS sebelah hulu (km), (lihat Gambar 21), sedangkan bentuk grafis dari hidrograf satuan (lihat Gambar 22)



Gambar 20- Sketsa Penetapan WF



Gambar 21- Sketsa Penetapan RUA



Gambar 22- Hidrograf satuan

2) hujan efektif didapat dengan cara metode ϕ indeks yang dipengaruhi fungsi luas DAS dan frekuensi sumber SN , dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} (A/SN)^4 \quad (88)$$

Keterangan:

Ø adalah indeks Ø dalam mm/jam;
 A adalah luas DAS, dalam km²;
 SN adalah frekuensi sumber, tidak berdimensi.

- 3) aliran dasar dapat didekati sebagai fungsi luas DAS dan kekerapan jaringan sungai yang dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_B = 0,4751 A^{0,6444} D^{0,9430} \quad (89)$$

Keterangan:

Q_B adalah aliran dasar (m³/s);
 A adalah luas DAS (km²);
 D adalah kerapatan jaringan sungai (km/km²).

- 4) besarnya hidrograf banjir dihitung dengan mengalikan hujan efektif dengan periode ulang tertentu dengan hidrograf satuan yang didapat dari persamaanyang ada pada 5.4.2.2, selanjutnya ditambah dengan aliran dasar.

5.4.3 Perbandingan parameter dari metode perhitungan hidrograf banjir

Dari beberapa metode empiris yang dapat digunakan untuk menghitung besarnya debit banjir rencana dengan menggunakan pendekatan hidrograf satuansintetis. Beberapa model telah dicoba untuk diaplikasikan oleh para pengembangnya.

Tabel 14 berikut ini adalah perbandingan parameter dan struktur dari pembentukan model empiris yang dikembangkan oleh beberapa institusi baik diluar negeri maupun didalam negeri. Dari metode-metode tersebut ada yang telah teruji dan masih ada yang perlu dilakukan pengujian lebih lanjut untuk diaplikasikan.

Metode dan kelayakannya dari beberapa model seperti Snyder-Alexseyev telah banyak digunakan dan teruji untuk menghitung besarnya hidrograf debit banjir rencana tidak hanya di Amerika tapi juga dinegara-negara lainnya seperti di Indonesia. Beberapa metode yang dikembangkan di Indonesia seperti Gamma 1 sering digunakan namun untuk ITB-1 dan ITB-2 dan Limantara masih belum banyak digunakan/diaplikasikan di Indonesia sehingga perlu untuk dilakukan pengkajian lebih lanjut.

Tabel 14- Perbandingan input, output dan parameter dari metode hidrograf satuan sintetis

Parameter	Snyder – Alexeyev**)	Nakayasu	Limantara	GAMA-1	ITB
Input Fisik DAS	A= Luas DAS L = Panjang Sungai terpanjang Lc = Panjang sungai ke pusat DAS	A= Luas DAS L = Panjang Sungai	A= Luas DAS L = Panjang Sungai terpanjang Lc = Panjang sungai ke pusat DAS	A= Luas DAS L = Panjang Sungai terpanjang S = Kemiringan sungai J1 = Jumlah sungai tingkat 1 Js = Jumlah sungai semua tingkat L1 = Panjang sungai tingkat 1 Ls = Panjang sungai semua tingkat WL = Lebar DAS pada 0.25 L WU = Lebar DAS pada 0.75 L AU = Luas DAS di hulu titik berat	A= Luas DAS L = Panjang Sungai terpanjang
Input Non Fisik DAS	R = Curah hujan satuan Tr = Durasi Hujan standar Cp = Coef. Debit puncak (0.59-0.66) Ct = Coef. Waktu	R = Curah hujan satuan	R = Curah hujan satuan	R = Curah hujan satuan	R = Curah hujan satuan Tr = Durasi Hujan standar Ct = Coef. Waktu
Debit Puncak	$Q_p = \frac{0.278 \cdot C_p \cdot A}{T_p}$ Cp = Coef. Debit (Kalibrasi)	$Q_p = \frac{0.4 \cdot R}{T_p \cdot 0.6 (0.87 T_p + 0.8)}$	$Q_p = 0.042 \cdot A^{0.7} \cdot R^{0.7}$	$Q_p = 0.1886 \cdot A^{0.7} \cdot R^{0.7} \cdot T_p^{-0.0001}$	$Q_p = \frac{RA_{DAS}}{0.6 T_p A_{DAS}}$
Time Lag. Tp	$T_p = C_t (L - L_c)^n$ Cp = Coef. Waktu (Kalibrasi) n = 0.2 - 0.3	Tg = 0.21 L ^{0.7} (L < 15 Km) Tg = 0.4 + 0.058 L (L > 15 Km)	Tg = 0.21 L ^{0.7} (L < 15 Km) Tg = 0.4 + 0.058 L (L > 15 Km)	$T_p = 0.48 \left(\frac{L}{1005} \right)^2 + 1.0665 \frac{L}{1005} + 1.4775$	Dapat juga menggunakan persamaan Time Lag yang ada dalam literatur (Lihat Tabel)
Hujan Efektif	$E_e = \frac{E_p}{2.5}$	tidak dirumuskan	tidak dirumuskan	tidak dirumuskan	Tidak dirumuskan kecuali jika Time Lag dihitung dengan cara Snyder
Waktu puncak Tp	te > Tr Tp = tp + 0.25 (Tr - te) te < Tr Tp = tp + 0.25 Tr	Tr = 0.75 Tg T 0.8 = 0.8 Tr Tp = Tg + 0.8 Tr	Tr = 0.75 Tg T 0.8 = 0.8 Tr Tp = Tg + 0.8 Tr	$T_p = 0.48 \left(\frac{L}{1005} \right)^2 + 1.0665 \frac{L}{1005} + 1.4775$	Dapat juga menggunakan persamaan time to peak yang ada dalam literatur (lihat tabel 1)
Time Base	$T_b = 2.0 (T_p + \frac{T_p}{2})$	$T_b = \infty$	$T_b = \infty$	$T_b = 27.4132 \cdot T_p^{0.0001}$ $S = 20000 \cdot X = 0.0044$ $RUA^{0.0001}$	$T_b = \infty$ catatan : Prakteknya Tb dibatasi sampai harga dimana lengkung turun mendekati nol (misal Tb / Tp = 100)

Tabel 15- Perbandingan input, output dan parameter dari metode hidrograf satuan sintetis (lanjutan)

Parameter	Snyder – Alexeyev**)	Nakayasu	Limantara	GAMA-1	ITB
Sifat Kurva	Kurva tunggal berubah terhadap karakteristik DAS	Kurva tunggal berubah terhadap karakteristik DAS	Kurva tunggal berubah terhadap karakteristik DAS	Kurva tunggal berubah terhadap karakteristik DAS	Kurva tunggal atau ganda yang berubah terhadap karakteristik DAS
Koef. Resesi	Tidak dinyatakan secara eksplisit tapi mengikuti bentuk kurva HSS	Tidak dinyatakan secara eksplisit tapi mengikuti bentuk kurva HSS	Tidak dinyatakan secara eksplisit tapi mengikuti bentuk kurva HSS	$R = 0.8617 \cdot A^{0.2718} \cdot S^{-0.3449}$ $S = 1.0000 \cdot Q^{0.0000}$	Tidak dinyatakan secara eksplisit tapi mengikuti bentuk kurva HSS
Bentuk Kurva	Kurva tunggal $Q = Q_p \left[\frac{(1-p)^a}{p} \right]$ $Q_p = Q_{p0} \cdot 10^{\frac{1.32}{a} + 0.15 + 0.045}$ Di mana $a = 1.32 + 0.15 + 0.045$	Kurva Majemuk (4 kurva) 1) $(0 \leq p \leq p_p)$ $Q_p = Q_{p0} \left[\frac{1}{p_p} \right]^{\frac{1}{a}}$ 2) $(p_p \leq p \leq p_p + p_{m1})$ $Q_{m1} = Q_{p0} \cdot 0.8 \cdot \left[\frac{1-p}{1-p_p} \right]^{\frac{1}{a}}$ 3) $(p_p + p_{m1} \leq p \leq p_p + 1.8 p_{m1})$ $Q_{m2} = Q_{p0} \cdot 0.3 \cdot \left[\frac{1-p}{1-p_p} \right]^{\frac{1}{a}}$ 4) $(p \leq p \leq p_p + 1.8 p_{m1})$ $Q_{m3} = Q_{p0} \cdot 0.3 \cdot \left[\frac{1-p}{1-p_p} \right]^{\frac{1}{a}}$	Kurva Ganda 1) Lengkung Naik ($0 \leq t \leq T_p$) $Q_t = Q_p \left[\frac{1}{T_p} \right]^{\frac{1}{a}}$ 2) Lengkung Turun ($T_p \leq t \leq T_b$) $Q_t = Q_p \left[\frac{1}{T_p} \right]^{\frac{1}{a}}$ $Q_t = Q_p \cdot 10^{\frac{1.32}{a} + 0.15 + 0.045}$	Kurva Ganda 1) Lengkung Naik ($0 \leq t \leq T_p$) $Q_t = Q_p \cdot t$ 2) Lengkung Turun ($T_p \leq t \leq T_b$) $Q_t = Q_p \cdot \frac{T_b - t}{T_b - T_p}$	Kurva Tunggal atau Ganda 1) Kurva tunggal HSSIIB-1 $q(p) = \left[2 - p - \frac{1}{p} \right]$ 2) Atau kurva ganda HSSIIB-2 $q(p) = p^a (0 \leq p \leq 1)$ $q(p) = \exp(1 - p^{1/a}) (p \geq 1)$

**) yang paling baik karena dapat dikalibrasi, selebihnya tidak akurat, kecuali dikalibrasi dengan kondisi Indonesia

5.4.4 Model matematik

Model matematik adalah suatu bagian dari pendekatan terhadap sistem hidrologi. Model matematik yang umumnya digunakan dapat diklasifikasikan dalam model deterministik, statistik, stokastik dan optimasi.

Pendekatan model deterministik banyak digunakan untuk mensimulasikan hubungan antara hujan badai menjadi debit banjir. Model statistik dan probabilistik digunakan untuk menghitung besarnya debit banjir bila data banjirnya tersedia untuk periode waktu yang memadai (> 20 tahun), sedangkan metode stokastik dan optimasi tidak lazim untuk digunakan dalam menentukan debit banjir.

Dari metode/model deterministik hubungan antara hujan dan debit (*Rainfall-Runoff*), banyak pendekatan yang telah dikembangkan sehingga model dapat diklasifikasikan ke dalam sistem pendekatannya (*black box/konseptual*), persamaan dasarnya (linear, non linear), parameternya (*lump/distributed*) dan lain-lain. Model mana yang layak untuk digunakan sangat tergantung pada ketersediaan data, luas DAS, resiko kegagalan serta tahapan dari studi yang dilakukan.

Model sederhana (jumlah parameter modelnya tidak banyak) dan model kompleks (parameternya banyak) dapat digunakan untuk memperkirakan besarnya debit banjir dari suatu DAS. Kedua tipe model tersebut dapat digunakan jika besaran nilai parameternya dapat terukur atau terkalibrasi.

Prosedur pemanfaatan model matematik untuk penentuan debit banjir rencana :

- a) Pilih model matematik (model *Rainfall-Runoff*) untuk mensimulasikan hidrograf banjir yang terjadi.
- b) Pilih hidrograf aliran dan hujan badai yang mengakibatkan terjadinya banjir tersebut.
- c) Lakukan kalibrasi untuk mendapatkan nilai parameter dari model yang dipilih.
- d) Lakukan verifikasi dengan mengambil hidrograf banjir dan hujan badai yang mengakibatkannya dengan menggunakan parameter yang telah didapat dari hasil kalibrasi. Jika hasil rekonstruksi hidrografnya baik lanjut ke tahap selanjutnya (5) jika kurang baik kembali ke tahap (3).
- e) Pilih hujan paling maksimum untuk setiap tahunnya dengan menggunakan parameter model yang diperoleh dapat ditentukan besarnya hidrograf banjir akibat hujan terbesar tersebut. Lakukan proses ini untuk sepanjang tahun pengamatan hujan yang tersedia.
- f) Tentukan dari hidrograf-hidrograf banjir tersebut puncak-puncaknya untuk setiap tahunnya.
- g) Lakukan perhitungan besarnya banjir rencana untuk berbagai periode ulang seperti pada kondisi dimana data debit puncak banjir tersedia (lihat subpasal 5.1).

5.5 Resume dan rekomendasi perhitungan debit banjir

- a) Dari uraian tentang pendekatan dan metode yang umumnya digunakan untuk perhitungan debit banjir, terlihat bahwa masing-masing pendekatan dan metode sangat tergantung pada maksud dan tujuan perhitungan, ketersediaan data debit sesaat dan periode/durasi pengamatannya serta karakteristik DAS-nya.
- b) Pada kondisi data debit tersedia dalam periode waktu pengamatan yang cukup panjang, analisis frekuensi dapat digunakan dengan terlebih dahulu melakukan pengujian *outlier* dan *trend* terhadap data yang akan digunakan dalam analisis frekuensi tersebut.
- c) Pada kondisidata debit yang kurang panjang atau tidak ada data maka analisis debit banjir rencana yang diperoleh dari analisis hujan badai atau hujan rencana sebagai *input* kedalam model hidrograf satuan sintetis/ model hubungan antara hujan dan debit,

besaran nilai parameter dari modelnya perlu didapatkan dari hasil kalibrasi model hubungan hujan dan debit tersebut.

- d) Pada kondisi dimana tidak dapat dilakukan kalibrasi untuk mendapatkan nilai parameter dari model maka debit banjir rencana perlu dihitung dengan menggunakan beberapa pendekatan/model untuk memperbandingkan hasil dari beberapa model.
- e) Pendekatan dan metode serta tahapan yang dapat digunakan untuk menghitung besarnya debit banjir rencana/hidrograf banjir rencana, sedangkan Tabel 16 dibawah ini merupakan rangkuman dari permasalahan sumber daya air yang membutuhkan informasi tentang besarnya banjir rencana, pendekatan/metode yang dapat digunakan untuk perhitungan debit banjir rencana pada suatu perencanaan/desain infra struktur, kebutuhan data untuk kelayakan suatu analisis banjir rencana serta persyaratan penggunaan dari masing-masing metode/model.

Tabel 16- Rangkuman pendekatan dan metode yang digunakan

Kebutuhan	Ketersediaan Data		Luas DAS			Debit	Hidrograp	Metoda	Persyaratan	Keterangan
	Debit	Hujan	< 50 km ²	51 - 100km ²	> 100km ²	Puncak	Banjir	Yang Disarankan		
Desain Saluran Drainase		> 20	0					Rasional	Kalibrasi RR dan IDF	RR : Rainfal-Runof
Desain Pelimpah,	> 20	> 20		0	0	0		AF	Uji O dan T	O : Outlier, T = Trend
Desain Bangunan Air Lainnya	10 < DB < 20	> 20						AF + RR	Uji O & T, Kalibrasi RR	AF: Analisa Frekwensi
Desain Bendungan / Waduk	10 < DB < 20	> 20			0			AF + RR	O&T, Kalibrasi RR, PMF	PMF : Probable Max Flood
Pengoperasian Waduk Ekstrim		> 20					0	RR	O&T, Kalibrasi RR + FR	FR : Flood Routing
Pengendalian Banjir	10 < DB < 20	> 20		0	0	0	0	AF + RR	O&T, Kalibrasi RR + FR	
Bangunan Air	10 < DB < 20	> 20		0	0	0		AF + RR	O&T, Kalibrasi RR + FR	
Desain Bangunan Air Lainnya	0 < DB < 5	> 20						SUH + AR	Uji O dan T, Kalibrasi	
Desain Bendungan / Waduk	0 < DB < 5	> 20			0			SUH + AR	O&T, Kalibrasi, PMF	PMF : Probable Max Flood
Pengoperasian Waduk Ekstrim		> 20					0	SUH + AR	O&T, Kalibrasi, Korelasi	FR : Flood Routing
Pengendalian Banjir	0 < DB < 5	> 20		0	0	0	0	SUH + AR	O&T, Kalibrasi, Korelasi	AR : Analisa Regional
Bangunan Air	0 < DB < 5	> 20		0	0	0		SUH + AR	O&T, Kalibrasi, Korelasi	

Lampiran A

(informatif)

Contoh perhitungan debit banjir rencana dengan metode hidrograf satuan

A.1 Contoh perhitungan pembuatan aktual hidrograf satuan

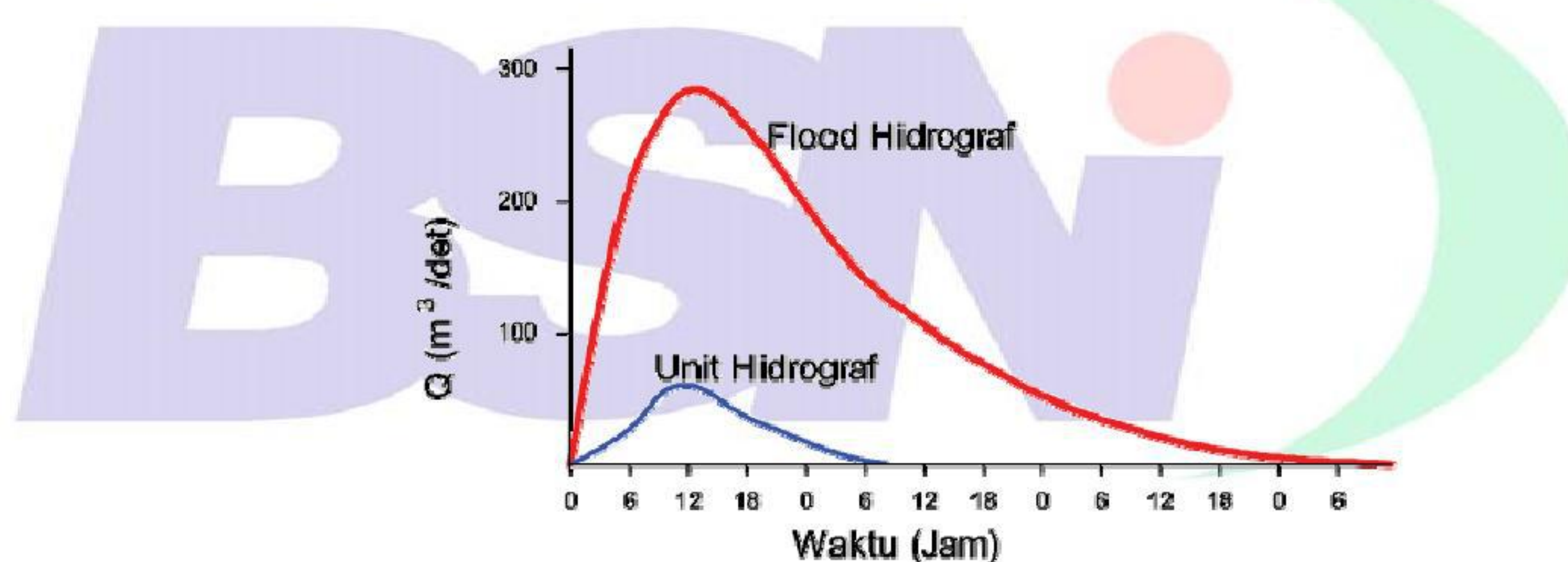
Data di bawah ini adalah hasil pengukuran aliran dari hujan lebat dengan durasi 6 jam, luas daerah pengaliran sungai yang diukur ini = 316 km^2

Asumsikan aliran dasarnya konstan = $17,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Waktu	Aliran	Waktu	Aliran	Waktu	Aliran
1 Juni 0,00	17,0	2 Juni 0,00	150,0	3 Juni 0,00	53,8
6,00	113,2	6,00	113,2	6,00	42,5
12,00	254,5	12,00	87,7	12,00	31,1
18,00	198,0	18,00	67,9	18,00	22,6
4 Juni 0,00	17,0				

Pertanyaan :

- Hitung dan gambar hidrograf satuan yang diperoleh
- Hitung tinggi hujan efektif yang diwakili oleh *hidrograf banjir*



Gambar A1 – Hidrograf banjir

Waktu		Debit Total	Aliran dasar	Ordinat limpasan langsung	Ordinat hidrograf satuan
Tanggal	Tanggal	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)
1 Juni	0,00	17,00	17	0,00	0,000
	6,00	113,20	17	96,20	14,846
	12,00	264,60	17	247,60	86,651
	18,00	198,00	17	181,00	27,932
2 Juni	0,00	150,00	17	133,00	20,526
	6,00	113,20	17	96,20	14,846
	12,00	87,70	17	70,70	10,910
	18,00	67,90	17	50,90	7,855
3 Juni	0,00	53,80	17	36,80	5,679
	6,00	42,50	17	25,50	3,935
	12,00	31,10	17	14,10	2,176
	18,00	22,64	17	5,640	0,870
4 Juni	0,00	17,00	17	0,00	0,000
				$\Sigma Q_{\text{net}} = 947,54$	

$$h_{eff} = \frac{947,54 \times 6 \times 60 \times 60}{316000000} = 0,0648 \text{ m} = 6,48 \text{ cm}$$

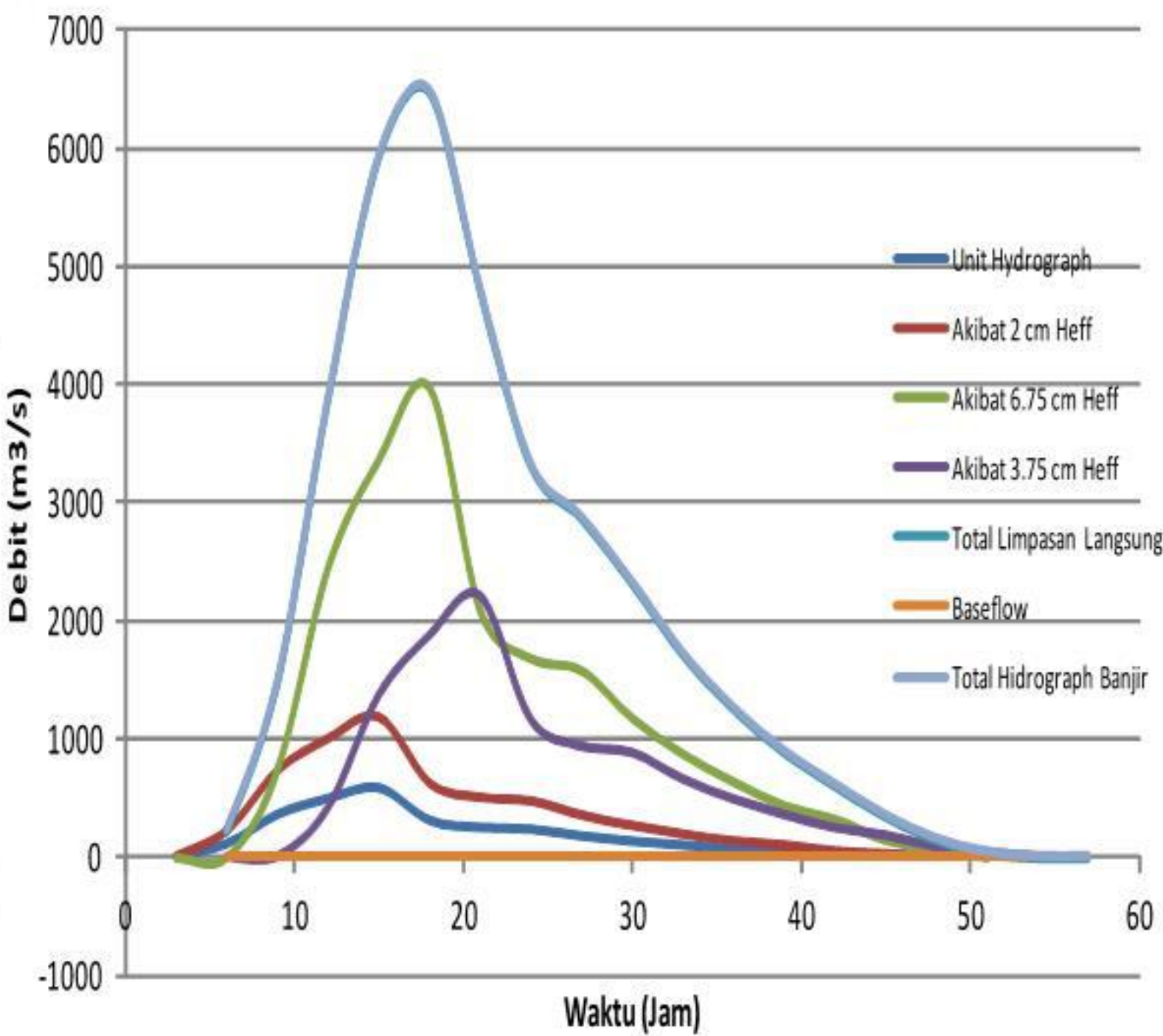
A.2 Contoh perhitungan debit banjir dengan menggunakan aktual hidrograf satuan

Hitung hujan efektif bila diketahui besarnya 2; 6,75 dan 3,75 cm dan dimulai selang 3 jam
Ordinat dari hidrograf satuan diberikan dalam Tabel berikut :

Jam	03	06	09	12	15	18	21	24	03	06	09	12	15	18	21	24
Ordinat Hidrograf Satuan (m ³ /s)	0	110	365	500	390	310	250	235	175	130	95	65	40	22	10	0

Asumsikan aliran dasar (*base flow*) = 10 m/det

Jam	Ordinat Unit Hidrograf (m ³ /det)	Ordinat Limpasan Langsung				Base Flow (m ³ /det)	Ordinat Limpasan Total (m ³ /det)
		U1	U2	U3	U _{Total}		
		(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)		
		(2)×h _{eff}	(2)×h _{eff}	(2)×h _{eff}	(6)=(3)+(4) +(5)		(8)=(6)-(7)
1	2	3	4	5	(6)=(3)+(4) +(5)	7	(8)=(6)-(7)
3	0	0					
6	110	220	0	0	220	10	230
9	365	730	742,5	0	1472,5	10	1482,5
12	500	1000	2463,75	412,5	3876,25	10	3886,25
15	390	780	3375	1368,75	5523,75	10	5533,75
18	310	620	3932,5	1875	6477,5	10	6487,5
21	250	500	2092,5	2212,5	4805	10	4815
24	235	470	1687,5	1162,5	3320	10	3330
27	175	350	1585,25	937,5	2873,75	10	2883,75
30	130	260	1181,25	881,25	2322,5	10	2332,5
33	95	190	877,5	656,25	1723,75	10	1733,75
36	65	130	641,25	487,5	1258,75	10	1268,75
39	40	80	433,75	356,25	891	10	901
42	22	44	324	243,75	611,75	10	621,75
45	10	20	148,5	180	348,5	10	358,5
48	0	0	67,5	82,5	150	10	160
51			0	37,5	37,5	10	47,5
54				0	0	10	10
57					0	10	10



Gambar A.2 - Hidrograf aliran langsung

Debit Banjir = 6487,5m³/s (= Ordinat Debit Limpasan Total Maksimum)

A.3 Contoh perhitungan hidrograf satuan sintetis

A.3.1 Contoh Perhitungan Hidrograf satuan dari Snyder

Parameter fisik : $L = 40 \text{ km}$ $A = 725 \text{ km}^2$ $L_c = 17,50 \text{ km}$

Parameter non fisik : $C_t = 1,10$ $C_p = 0,69$ $n = 0,30$

$$t_p = 1,1 \times (17,5 \times 40,0)^{0,3} = 7,85$$

$$q_p = 275 \times \frac{0,69}{7,85} = 24,17 \text{ l / s / km}$$

$$t_e = \frac{7,85}{5,5} = 1,43 \text{ jam}$$

$$t_e > t_r (1 \text{ jam})$$

$$t_p = 7,85 + 0,25 (1 - 1,43) = 7,74 \text{ jam}$$

$$T_p = 7,74 + 0,5 \times 1 = 8,24 \text{ jam}$$

$$Q_p = 24,17 \frac{25,4}{1000} 725 = 445,09 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\lambda = \frac{445,09 \times 8,24 \times 3600}{1000 \times 25,4 \times 720} = 0,72$$

$$a = 1,32 \lambda^2 + 0,15\lambda + 0,045$$

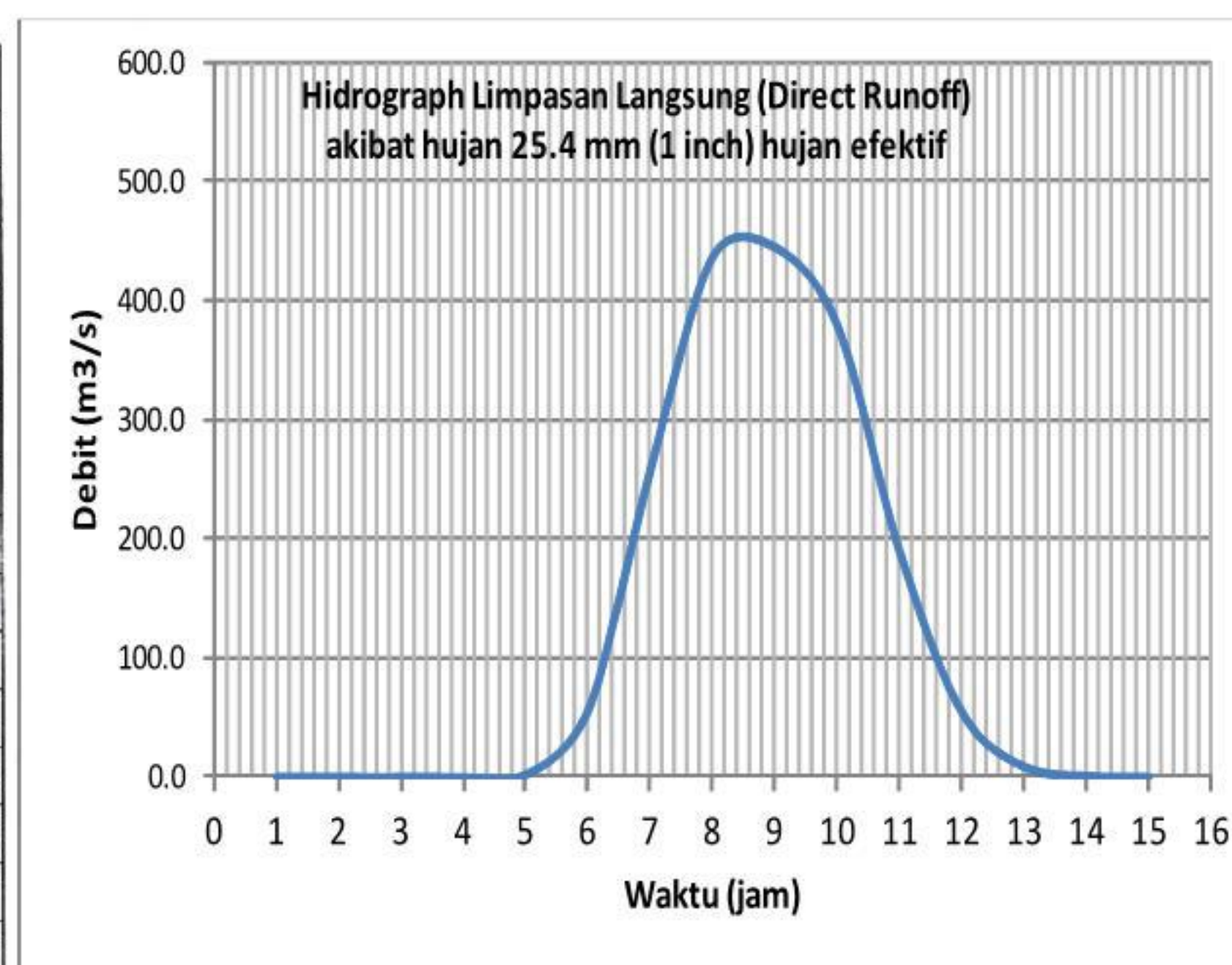
$$a = f(\lambda) \Leftrightarrow a = 8,8373$$

$$Q = f(t) \text{ dimana } X = t/T_p \text{ dan } Y = Q/Q_p$$

$$y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}$$

$$Y = 10^{-8,8373 ((1-x)/x)^2}$$

(t)	$x = (t/T_p)$	$(1-x)^2$	$(1-x)^2/x$	a	$-a \cdot (1-x)^2/x$	Y	Q
1	0,121	0,772	6,361	8,837	-56,217	0,000	0,000
2	0,243	0,573	2,363	8,837	-20,880	0,000	0,000
3	0,364	0,404	1,111	8,837	-9,816	0,000	0,000
4	0,485	0,265	0,545	8,837	-4,820	0,000	0,007
5	0,607	0,155	0,255	8,837	-2,252	0,006	2,493
6	0,728	0,074	0,101	8,837	-0,897	0,127	56,437
7	0,850	0,023	0,027	8,837	-0,236	0,581	258,743
8	0,971	0,001	0,001	8,837	-0,008	0,982	437,246
8,24	1,000	0,000	0,000	8,837	0,000	1,000	445,090
9	1,092	0,009	0,008	8,837	-0,069	0,853	379,855
10	1,214	0,046	0,038	9,837	-0,370	0,427	189,951
11	1,335	0,112	0,084	10,837	-0,911	0,123	54,658
12	1,456	0,208	0,143	11,837	-1,692	0,020	9,036
13	1,578	0,334	0,212	12,837	-2,715	0,002	0,857
14	1,699	0,489	0,288	13,837	-3,980	0,000	0,047



A.3.2 Contoh perhitungan dengan Gama1

V. Bentuk Hidrograf Satuan Sintetis GAMA-1

t (jam)	t/tp	(Q/R ₀)	Hidrograf Satuan	
			Q	Volume
0,00	0,00	0,0000	0,00	0,00
1,00	0,31	0,3132	1,22	2203,36
2,00	0,63	0,6264	2,45	6610,07
3,00	0,94	0,9397	3,67	11016,78
3,19	1,00	1,0000	3,91	2628,81
4,00	1,25	0,8681	3,39	10609,50
5,00	1,57	0,7286	2,85	11232,16
6,00	1,88	0,6115	2,39	9427,12
7,00	2,19	0,5132	2,01	7912,15
8,00	2,51	0,4308	1,68	6640,64
9,00	2,82	0,3615	1,41	5573,46
10,00	3,13	0,3034	1,19	4677,79
11,00	3,45	0,2547	1,00	3926,05
12,00	3,76	0,2137	0,84	3295,12
13,00	4,07	0,1794	0,70	2765,58
14,00	4,39	0,1506	0,59	2321,14
15,00	4,70	0,1264	0,49	1948,13
16,00	5,01	0,1061	0,41	1635,06
17,00	5,32	0,0890	0,35	1372,30
18,00	5,64	0,0747	0,29	1151,76
19,00	5,95	0,0627	0,25	966,67
20,00	6,26	0,0526	0,21	811,32
21,00	6,58	0,0442	0,17	680,94
22,00	6,89	0,0371	0,14	571,51
23,00	7,20	0,0311	0,12	479,67
24,00	7,52	0,0261	0,10	402,58
25,00	7,83	0,0219	0,09	337,89
26,00	8,14	0,0184	0,07	283,59
27,00	8,46	0,0154	0,06	238,01
28,00	8,77	0,0130	0,05	199,76
29,00	9,08	0,0109	0,04	167,66
30,00	9,40	0,0091	0,04	140,72
31,00	9,71	0,0077	0,03	118,10
32,00	10,02	0,0064	0,03	99,12
33,00	10,34	0,0054	0,02	83,19
34,00	10,65	0,0045	0,02	69,82
35,00	10,96	0,0038	0,01	58,60
36,00	11,28	0,0032	0,01	49,19
37,00	11,59	0,0027	0,01	41,28
38,00	11,90	0,0022	0,01	34,65
39,00	12,22	0,0019	0,01	29,08
40,00	12,53	0,0016	0,01	24,41
41,00	12,84	0,0013	0,01	20,48
42,00	13,16	0,0011	0,00	17,19
43,00	13,47	0,0009	0,00	14,43
44,00	13,78	0,0008	0,00	12,11
45,00	14,09	0,0007	0,00	10,16
46,00	14,41	0,0006	0,00	8,53
47,00	14,72	0,0005	0,00	7,16
48,00	15,03	0,0004	0,00	6,01
49,00	15,35	0,0003	0,00	5,04
50,00	15,66	0,0003	0,00	4,23

I. Karakteristik DAS dan Hujan Satuan

Nama DAS/Sungai	Kali Serang
A	= 98,06 km ²
L	= 28,44 km
JN	= 32
SN	= 0,520
SF	= 0,550
D	= 5,443 km/km ²
RUA	= 56,740 km ²
SIM	= 1,740
S	= 0,005
R	= 1,0 mm
Tr	= 1,0 mm

III. Parameter hidrograf satuan sintetis :

TR =	= 3,193 Jam
Qp =	= 3,908 m ³ /s
TB =	= 59,846 Jam
K =	= 5,708 Jam

IV. Check Volume dan Tinggi Limpasan

Volume Hujan	= 98.055 m ³
Volume HSS	= 102.958 m ³
DRO	= 1,050 mm
Rasio DRO/R	= 1,050

Lampiran B

(informatif)

Tabel contoh pengujian data dan contoh perhitungan

B.1 Pengujian data terhadap *outlier* pada Pos Duga Air Citarum - Nanjung

Pengujian Outlier untuk Data Dbit Observasi					
Data Debit Observasi					
i	Data	Data Terurut			
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	Y=LN(x)	(Y - Y _{rata-rata})	(Y - Y _{rata-rata}) ²
1	269,0	490,2	6,195	0,404	0,1635
2	323,0	488,0	6,190	0,400	0,1599
3	364,0	463,1	6,138	0,348	0,1203
4	247,0	429,7	6,063	0,273	0,0744
5	302,0	416,0	6,031	0,240	0,0577
6	301,0	405,5	6,005	0,215	0,0461
7	284,0	379,0	5,938	0,147	0,0216
8	276,0	374,0	5,924	0,134	0,0179
9	265,0	364,0	5,897	0,107	0,0114
10	269,0	358,0	5,880	0,090	0,0081
11	332,0	338,3	5,824	0,033	0,0011
12	264,0	332,0	5,805	0,015	0,0002
13	288,0	326,0	5,787	-0,004	0,0000
14	379,0	323,0	5,778	-0,013	0,0002
15	316,0	316,0	5,756	-0,035	0,0012
16	326,0	302,0	5,710	-0,080	0,0064
17	374,0	301,0	5,707	-0,083	0,0069
18	291,0	298,0	5,697	-0,093	0,0087
19	338,3	291,0	5,673	-0,117	0,0137
20	209,8	288,0	5,663	-0,127	0,0162
21	463,1	284,0	5,649	-0,141	0,0200
22	298,0	276,0	5,620	-0,170	0,0289
23	405,5	269,0	5,595	-0,196	0,0383
24	490,2	269,0	5,595	-0,196	0,0383
25	488,0	265,0	5,580	-0,211	0,0444
26	429,7	264,0	5,576	-0,214	0,0460
27	358,0	247,0	5,509	-0,281	0,0790
28	416,0	209,8	5,346	-0,444	0,1974
sum					1,2284
Average			5,790	0,000	0,044
Std. Deviasi					0,213
N		28			
Max		490,2			
Min		209,8			
Kn		2,591			
YH = Y rata + Kn*Sy		6,343			
YL = Yrata - Kn*Sy		5,238			

XH (m^3/s) 568.532 lebih besar dari debit sesaat maksimum yang pernah terjadi, tidak ada outlier

YL (m^3/s) 188.249 lebih kecil dari debit sesaat maximum paling kecil yang pernah terjadi

Hubungan Antara Nilai K_n untuk uji outlier

n	K _n	n	K _n	n	K _n	n	K _n	N	K _n
10	2,036	21	2,408	32	2,591	43	2,710	70	2,893
11	2,088	22	2,429	33	2,604	44	2,719	75	2,917
12	2,134	23	2,448	34	2,616	45	2,727	80	2,940
13	2,175	24	2,467	35	2,628	46	2,736	85	2,961
14	2,213	25	2,486	36	2,639	47	2,744	90	2,981
15	2,247	26	2,502	37	2,650	48	2,753	95	3,000
16	2,279	27	2,519	38	2,661	49	2,760	100	3,017
17	2,309	28	2,534	39	2,671	50	2,768	110	3,049
18	2,335	29	2,549	40	2,682	55	2,804	120	3,078
19	2,361	30	2,563	41	2,692	60	2,837	130	3,104
20	2,385	31	2,577	42	2,700	65	2,866	140	3,129

Hubungan Antara Nilai K_n untuk uji outlier

n	K_n	n	K_n	n	K_n	n	K_n	N	K_n
10	2,036	21	2,408	32	2,591	43	2,710	70	2,893
11	2,086	22	2,429	33	2,604	44	2,719	75	2,917
12	2,134	23	2,448	34	2,616	45	2,727	80	2,940
13	2,175	24	2,467	35	2,628	46	2,736	85	2,961
14	2,213	25	2,486	36	2,639	47	2,744	90	2,981
15	2,247	26	2,502	37	2,650	48	2,753	95	3,000
16	2,279	27	2,519	38	2,661	49	2,760	100	3,017
17	2,309	28	2,534	39	2,671	50	2,768	110	3,049
18	2,335	29	2,549	40	2,682	55	2,804	120	3,078
19	2,361	30	2,563	41	2,692	60	2,837	130	3,104
20	2,385	31	2,577	42	2,700	65	2,866	140	3,129

B.2 Pengujian data terhadap *trend* pada Pos Duga Air Citarum - Nanjung

n	28							
i	Data	Data terurut	Kxi	Kyi	D=Kxi-kyi	D ²		Data sort
1	269,00	209,80	1	20	-19	361	20	209,80
2	323,00	247,00	2	4	-2	4	4	247,00
3	364,00	264,00	3	12	-9	81	12	264,00
4	247,00	265,00	4	9	-5	25	9	265,00
5	302,00	269,00	5	1	4	16	1	269,00
6	301,00	269,00	6	10	-4	16	10	269,00
7	284,00	276,00	7	8	-1	1	8	276,00
8	276,00	284,00	8	7	1	1	7	284,00
9	265,00	288,00	9	13	-4	16	13	288,00
10	269,00	291,00	10	18	-8	64	18	291,00
11	332,00	298,03	11	22	-11	121	22	298,03
12	264,00	301,00	12	6	6	36	6	301,00
13	288,00	302,00	13	5	8	64	5	302,00
14	379,00	316,00	14	15	-1	1	15	316,00
15	316,00	323,00	15	2	13	169	2	323,00
16	326,00	326,00	16	16	0	0	16	326,00
17	374,00	332,00	17	11	6	36	11	332,00
18	291,00	338,26	18	19	-1	1	19	338,26
19	338,26	357,95	19	27	-8	64	27	357,95
20	209,80	364,00	20	3	17	289	3	364,00
21	463,11	374,00	21	17	4	16	17	374,00
22	298,03	379,00	22	14	8	64	14	379,00
23	405,50	405,50	23	23	0	0	23	405,50
24	490,18	415,96	24	28	-4	16	28	415,96
25	488,00	429,72	25	26	-1	1	26	429,72
26	429,72	463,11	26	21	5	25	21	463,11
27	357,95	488,00	27	25	2	4	25	488,00
28	415,96	490,18	28	24	4	16	24	490,18
Total					1508			
Rsp					0,587301587			
tt					3,7			
-2,053					3,7	2,053	ada trend	

Nilai Batas sebagai fungsi jumlah data

	p=P(t<tp)	0,025	0,975
v	4	-2,78	2,78
v	5	-2,57	2,57
v	6	-2,54	2,54
v	7	-2,36	2,36
v	8	-2,31	2,31
v	9	-2,26	2,26
v	10	-2,23	2,23
v	11	-2,20	2,20
v	12	-2,18	2,18
v	14	-2,14	2,14
v	16	-2,12	2,12
v	18	-2,10	2,10
v	20	-2,09	2,09
v	24	-2,06	2,06
v	30	-2,04	2,04
v	40	-2,02	2,02
v	60	-2,00	2,00
v	100	-1,98	1,98
v	160	-1,97	1,97
v	~	-1,96	1,96

v=n-2
dimana n = jumlah data

N = 28
v = N - 2 = 26

B.3 Contoh perhitungan debit banjir rencana dari data debit banjir observasi di Pos Duga Air Citarum - Nanjung

No	Data Observasi (X)	Z = Log (X)
1	269,00	2,43
2	323,00	2,51
3	364,00	2,56
4	247,00	2,39
5	302,00	2,48
6	301,00	2,48
7	284,00	2,45
8	276,00	2,44
9	265,00	2,42
10	269,00	2,43
11	332,00	2,52
12	264,00	2,42
13	288,00	2,46
14	379,00	2,58
15	316,00	2,50
16	326,00	2,51
17	374,00	2,57
18	291,00	2,46
19	338,26	2,53
20	209,80	2,32
21	463,11	2,67
22	298,03	2,47
23	405,50	2,61
24	490,18	2,69
25	488,00	2,69
26	429,72	2,63
27	357,95	2,55
28	415,96	2,62
Rata - Rata (μ)		2,51
Std. Dev (σ)		0,09
Skewness (γ)		0,27

B.3.1 Distribusi Normal: $X = \bar{X} + \sigma Y$

T = 5	P = 1/5	NP = 4/5	$Y_5 = 0,085$
T = 50	P = 1/50	NP = 49/50	$Y_{50} = 2,06$
T = 100	P = 1/100	NP = 99/100	$Y_{100} = 2,33$

$$X_5 = \bar{X} + \sigma Y_5 = 334,5 + 73,47 \cdot 0,085 = 340,76$$

$$X_{50} = \bar{X} + \sigma Y_{50} = 334,5 + 73,47 \cdot 2,06 = 485,86$$

$$X_{100} = \bar{X} + \sigma Y_{100} = 334,5 + 73,47 \cdot 2,33 = 505,70$$

B.3.2 Distribusi Log Normal :

T = 5	P = 1/5	NP = 4/5	$Y_5 = 0,085$
T = 50	P = 1/50	NP = 49/50	$Y_{50} = 2,06$
T = 100	P = 1/100	NP = 99/100	$Y_{100} = 2,33$

$$Z_5 = \bar{Z} + \sigma_Z Y_5 = 2,51 + 0,09 \cdot 0,085 = 2,523$$

$$Z_{50} = \bar{Z} + \sigma_Z Y_{50} = 2,51 + 0,09 \cdot 2,06 = 2,706$$

$$Z_{100} = \bar{Z} + \sigma_Z Y_{100} = 2,51 + 0,09 \cdot 2,33 = 2,731$$

$$X_5 = 10^{Z_5} = 333,133$$

$$X_{50} = 10^{Z_{50}} = 507,653$$

$$X_{100} = 10^{Z_{100}} = 537,746$$

B.3.3 Distribusi Log Normal 3 parameter :

$$u = 1 + \frac{\gamma^2}{2} = 1 + \frac{(0,70)^2}{2} = 1,245$$

$$\phi = \left[\left\{ u + (u^2 - 1)^{\frac{1}{2}} \right\}^{\frac{1}{3}} + \left[u - (u^2 - 1)^{\frac{1}{2}} \right]^{\frac{1}{3}} - 1 \right]$$

$$\phi = \left[1,245 + (1,245^2 - 1)^{\frac{1}{2}} \right]^{\frac{1}{3}} + \left[1,245 - (1,245^2 - 1)^{\frac{1}{2}} \right]^{\frac{1}{3}} - 1$$

$$\phi = (1,245 + 0,742)^{\frac{1}{3}} + (1,245 - 0,742)^{\frac{1}{3}} - 1$$

$$\phi = 1,410 + 0,709 - 1 = 1,119$$

$$K = \sqrt{Ln \phi} = \sqrt{Ln 1,119} = 0,335$$

$$C = \frac{\sigma}{[\phi(\phi - 1)]^{\frac{1}{2}}} = \frac{73,47}{[1,119(1,119 - 1)]^{\frac{1}{2}}} = 201,300$$

$$a = \bar{X} - C\phi^{\frac{1}{2}} = 334,52 - 201,300 (1,119)^{\frac{1}{2}} = 121,575$$

T = 5	→ NP = 1-1/5 = 4/5	$Y_5 = 0,085$
T = 50	→ NP = 1-1/50 = 49/50	$Y_{50} = 2,06$
T = 100	→ NP = 1-1/100 = 99/100	$Y_{100} = 2,33$

$$X_5 = a + C \exp(KY_5) = 121,575 + 201,300 \exp(0,335 \cdot 0,085) = 328,695$$

$$X_{50} = a + C \exp(KY_{50}) = 121,575 + 201,300 \exp(0,335 \cdot 2,06) = 523,245$$

$$X_{100} = a + C \exp(KY_{100}) = 121,575 + 201,300 \exp(0,335 \cdot 2,33) = 561,312$$

B.3.4. Distribusi Gamma :

Hitung parameter distribusi Gamma (a,b)

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{b}}$$

$$\gamma^2 = \frac{4}{b} \rightarrow b = \frac{4}{\gamma^2} = 8,16$$

$$\sigma^2 = a^2 b \rightarrow a^2 = \frac{\sigma^2}{b} = \frac{(73,47)^2}{6,57} = 661,601$$

$$a = 25,72$$

T = 5	NP = 1-1/5 = 4/5	b = 8,16	$W_5 = 10,413$
T = 50	NP = 1-1/50 = 49/50	b = 8,16	$W_{50} = 15,029$
T = 100	NP = 1-1/100 = 99/100	b = 8,16	$W_{100} = 16,220$

$$X_5 = aW_5 = 267,851$$

$$X_{50} = aW_{50} = 386,589$$

$$X_{100} = aW_{100} = 417,211$$

B.3.5 Distribusi Pearson III

Hitung Parameter distribusi

$$\gamma^2 = \frac{4}{b} \rightarrow b = \frac{4}{\gamma^2} = 8,16$$

$$\sigma^2 = a^2 b \rightarrow a^2 = \frac{\sigma^2}{b} = \frac{(73,47)^2}{8,16} = 661,5$$

$$a = 25,72$$

$$\bar{X} = ab + c \rightarrow c = 334,52 - 25,72 \cdot 8,16 = 124,65$$

T= 5	NP = 1-1/5 = 4/5	b = 8,16	W ₅ = 10,41
T= 50	NP = 1-1/50 = 49/50	b = 8,16	W ₅₀ = 15,03
T= 100	NP = 1-1/100 = 99/100	b = 8,16	W ₁₀₀ = 16,22

$$X_5 = c + a W_5 = 124,65 + 25,72 \cdot 10,41 = 392,39$$

$$X_{50} = c + a W_{50} = 124,65 + 25,72 \cdot 15,03 = 511,22$$

$$X_{100} = c + a W_{100} = 124,65 + 25,72 \cdot 16,22 = 541,83$$

B.3.6 Distribusi Gumbel:

Parameter distribusi $\bar{X} = 123,4$

$$\sigma = 31,46$$

Mencari harga K

T= 5	P = 1/5	u = -Ln [-Ln(1-p)] = 1,5	K = 0,7797u - 0,45 = 0,7196
T= 50	P = 1/50	u = 3,90	K = 0,7797u - 0,45 = 2,5908
T= 100	P = 1/100	u = 4,600	K = 0,7797u - 0,45 = 3,1366

Menentukan hujan rencana

$$X_5 = \bar{X} + K_5 \sigma = 334,52 + 73,47 \cdot 0,7196 = 387,39$$

$$X_{50} = \bar{X} + K_{50} \sigma = 334,52 + 73,47 \cdot 2,5908 = 524,87$$

$$X_{100} = \bar{X} + K_{100} \sigma = 334,52 + 73,47 \cdot 3,1366 = 564,97$$

Lampiran C

(informatif)

Cara perhitungan debit banjir rata-rata tahunan dengan metode puncak banjir di atas ambang

$$\bar{Q} = q_o + \beta(0,5772 + \ln L) \text{ m}^3/\text{s}$$

dengan pengertian :

$$\beta = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^M (q_i - q_o)$$

$$L = M/N$$

Tahun	Banjir (m ³ /s)
1977	4365,6
	4032,3
	4026,1
1978	4843,4
	4340,1
	4113,3
1979	4596,2
1980	4232,6
	4461,3

Batas Banjir di atas ambang (q_o) = 4000 m³/s

Panjang tahun data (N) = 4 tahun

Jumlah banjir di atas ambang (M) = 9

$$\beta = \frac{1}{9} \{ (4365,6 - 4000) + (4032,3 - 4000) + (4026,1 - 4000) + (4843,4 - 4000) + (4340,1 - 4000) + (4113,3 - 4000) + (4596,2 - 4000) + (4232,6 - 4000) + (4461,3 - 4000) \}$$

$$\beta = 334,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = M/N = 9/4 = 2,25 \text{ kejadian banjir / tahun}$$

$$\bar{Q} = 4000 + 334,5 (0,5772 + \ln 2,25) = 4464,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Untuk DAS dengan Luas 1200 Km²

$$Q_{100} = GF \times \bar{Q} = 2.37 \times 4464,3 = 10580,39 \text{ m}^3/\text{s}$$

Lampiran D

(informatif)

Debit banjir dengan metode rasional

D.1 Perhitungan banjir dengan metode Melchior

S. Cipinang

$$f = 54,08 \text{ km}^2$$

$$\beta = 0,9$$

$$\alpha = 0,49$$

$$i = 0,002319$$

$$R_t = 208,2 \text{ mm untuk periode ulang 50 tahun}$$

$$q = \frac{(R_{24})_{50thn}}{3,6 \times t}$$

$$q = \frac{(208,2)}{3,6 \times 9,5} = 6,088$$

$$V = 1,31 \sqrt[5]{\beta \cdot q \cdot f \cdot i^2}$$

$$V = 1,31 \sqrt[5]{0,9 \times 6,088 \times 54,08 \times 0,002319^2} = 0,361$$

$$T = \frac{L}{3,6 \cdot V} = \frac{36}{3,6 \cdot 0,361} = 27,525 \text{ jam}$$

$$Q = \alpha \cdot \beta \cdot q \cdot f = 0,49 \times 0,9 \times 6,088 \times 54,08$$

$$Q = 145,188 \text{ m}^3 / \text{s}$$

D.2 Perhitungan banjir dengan metode Weduwen

S. Cipinang

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \cdot f}{120 + f}$$

$$\text{misalnya : } t = 12 \text{ jam} \rightarrow \beta = \frac{120 + \frac{12+1}{12+9} \cdot 54,1}{120 + 54,1} = 0,882$$

$$q = \frac{67,65}{t+1,45} = \frac{67,65}{12+1,45} = 5,030$$

$$\alpha = 1 - \frac{4 \cdot 1}{\beta \cdot q + 7} = 1 - \frac{4 \cdot 1}{0,882 \cdot 5,030 + 7} = 0,641$$

$$Q = \alpha \cdot \beta \cdot q \cdot f = 0,641 \times 0,882 \times 5,030 \times 54,1 = 153,878 \text{ m}^3 / \text{det}$$

D.3 Perhitungan banjir dengan metode Haspers

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 f^{0,7}}{1 + 0,075 f} = \frac{1 + 0,012 \times 54,1^{0,7}}{1 + 0,075 \times 54,1^{0,7}} = \frac{1,196}{2,225} = 0,537$$

$$t_x = 0,1 L^{0,8} i^{-0,3} = 0,1 \cdot 36^{0,8} \times (0,002319)^{-0,3} = 10,85 \text{ jam}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,7 \times 10^{-0,4t})}{(t^2 + 15)} \times \frac{f^{3/4}}{12} = 1 + \frac{10,85 + 3,7 \cdot 10^{-0,4 \cdot 10,85}}{10,85^2 + 15} \cdot \frac{54,1^{0,75}}{12} = 1,135$$

$$\beta = 0,88$$

untuk 2 jam < t < 19 jam,

$$R_t = \frac{t \cdot R_{24}}{t + 1} = \frac{10,85 \times 208,2}{10,85 + 1} = 190,63 \text{ mm}$$

$$q = \frac{Rt}{3,6t} = \frac{190,63}{3,6 \times 10,85} = 4,88 \text{ m}^3 / \text{km}^2 / \text{s}$$

$$Q_{50} = \alpha \cdot \beta \cdot q \cdot t = 0,537 \cdot 0,88 \cdot 4,88 \cdot 54,1 = 124,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

D.4 Perhitungan banjir dengan metode Jepang :**S. Cipinang**

$$V = 72(i)^{0,6} = 72(0,002319)^{0,6} = 1,890$$

$$t = 0,0138 (L)(i)^{-0,6} = 0,0138 (35,791)(0,002319)^{-0,6} = 18,814 \text{ jam}$$

$$Rt = \frac{R_{100}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} = \frac{208,2}{24} \left(\frac{24}{18,814} \right)^{2/3} = 10,204 \text{ mm / jam}$$

$$Q_{100} = \frac{CRt \cdot f}{3,6} = \frac{0,9(10,204)(54,08)}{3,6} = 137,955 \text{ m}^3 / \text{s}$$

D.5 Perhitungan banjir dengan metode Q = C.I.A

$$L = 35,791 \text{ Km} = 35791 \text{ m}$$

$$S = 0,02319 \text{ (m/m)}$$

Waktu konsentrasi menurut metode Kirpich

$$t_c = 0,0195 * \left(\frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \right) \text{ menit} = 0,0195 * (35791^{0,77}) / (0,02319)^{0,385} = 646,8 \text{ menit}$$

I₁₀₀ untuk Jakarta dari kurva IDF untuk jakarta setelah diinterpolasi = 21,7 mm/jam

Waktu (menit)	Besarnya Intensitas untuk Periode Ulang untuk Jakarta				
	100 th	50 th	20 th	10 th	5 th
5	425,18	406,5	353,36	319,62	279,61
10	276,9	261,36	227,89	204,74	179,24
15	215,46	201,85	176,32	157,78	138,19
20	180,33	168,04	146,97	131,15	114,9
30	140,32	129,78	113,71	101,07	88,59
60	91,38	83,44	73,34	64,74	56,79
120	59,51	53,65	47,3	41,47	36,4
180	46,31	41,43	36,59	31,96	28,07
240	38,76	34,49	30,5	26,57	23,34
300	33,76	29,92	26,49	23,02	20,22
360	30,16	26,64	23,6	20,47	17,99
720	19,64	17,13	15,22	13,12	11,53

Dengan interpolasi pada periode ulang 100 tahun dan waktu konsentrasi 646,8 menit (antara 360 menit dan 720 menit) didapatkan Intensitas untuk 100 tahun = 21,7 mm/jam.

Dengan mengambil nilai koefisien *runoff* di DAS Cipinang = 0,52 dan luas DAS 54,08 km² didapat besarnya debit banjir untuk periode ulang 100 tahun (Q_{100}).

$$Q_{100} = 0,00278 \cdot 0,52 \cdot 21,7 \cdot 5408 = 170,25 \text{ m}^3/\text{s}$$

Lampiran E

(informatif)

Referensi A

Analisis curah hujan untuk menunjang analisis banjir

A.1 Kerapatan pos curah hujan dan pola distribusi hujan

Kerapatan pos hujan, karakteristik DAS dan pola distribusihujan merupakan faktor-faktor yang akan berpengaruh besar pada perhitungan debit banjir rencana dengan menggunakan pendekatan dari analisis hujan. Pada kondisi DAS yang relatif datar dan pola distribusi hujan yang hampir merata maka perhitungan besarnya debit banjir akan mempunyai derajat/tingkat keakurasian yang lebih tinggi bila dibandingkan dengan DAS yang berbukit/ bergunung dan pola distribusi hujannya yang tidak merata.

A.2 Analisis curah hujan

Data curah hujan sangat diperlukan dalam setiap analisis hidrologi, terutama untuk menghitung debit banjir rencana baik secara empiris maupun menggunakan model matematik. Hal tersebut disebabkan karena data debit untuk selang waktu pengamatan yang cukup panjang belum dapat diperoleh atau tidak ada.

A.2.1 Intensitas hujan

A.2.1.1 Persamaan perhitungan intensitas curah hujan

Untuk menghitung debit banjir rencana pada suatu perencanaan drainase dimana waktu konsentrasinya sangat singkat dan luas daerah alirannya sangat kecil, dapat digunakan metode rasional. Sebelum menggunakan metode rasional tersebut perlu dilakukan analisis intensitas hujan.

Intensitas hujan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan antara lain Mononobe, Talbot, Sherman, Ishiguro, dan metode lainnya, dijelaskan sebagai berikut :

a. Persamaan Mononobe :

$$I = \left[\frac{R_{24}}{24} \right] \left[\frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (A1)$$

Keterangan:

I adalah intensitas hujan (mm/jam);

t adalah waktu curah hujan (jam);

R_{24} adalah curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm).

Persamaan Talbot :

$$I = \frac{a}{t + b} \quad (A2)$$

$$a = \frac{[\sum (I.t)][\sum (I^2)] - [\sum (I^2.t)][\sum (I)]}{N[\sum (I^2)] - [\sum (I)][\sum (I)]} \quad (A3)$$

$$b = \frac{[\sum (I) [\sum (I.t)] - N [\sum (I^2.t)]}{N [\sum (I^2)] - [\sum (I) [\sum (I)]]} \quad (A4)$$

b. Persamaan Sherman :

$$I = \frac{a}{t^n} \quad (A5)$$

dengan penjelasan :

$$\text{Log } a = \frac{[\sum (\log I) [\sum ((\log t)^2)] - [\sum (\log t \cdot \log I) [\sum (\log t)]]}{N [\sum ((\log t)^2)] - [\sum (\log t) [\sum (\log t)]]} \quad (A6)$$

$$n = \frac{[\sum (\log I) [\sum ((\log t))] - N [\sum (\log t \cdot \log I)]]}{N [\sum ((\log t)^2)] - [\sum (\log t) [\sum (\log t)]]} \quad (A7)$$

c. Persamaan Ishiguro :

$$I = \frac{a}{\sqrt{t} + b} \quad (A8)$$

$$a = \frac{[\sum (I\sqrt{t}) [\sum (I^2)] - [\sum (I^2\sqrt{t}) [\sum (I)]]}{N [\sum (I^2)] - [\sum (I) [\sum (I)]]} \quad (A9)$$

$$b = \frac{[\sum (I) [\sum (I\sqrt{t})] - N [\sum (I^2\sqrt{t})]]}{N [\sum (I^2)] - [\sum (I) [\sum (I)]]} \quad (A10)$$

Keterangan:

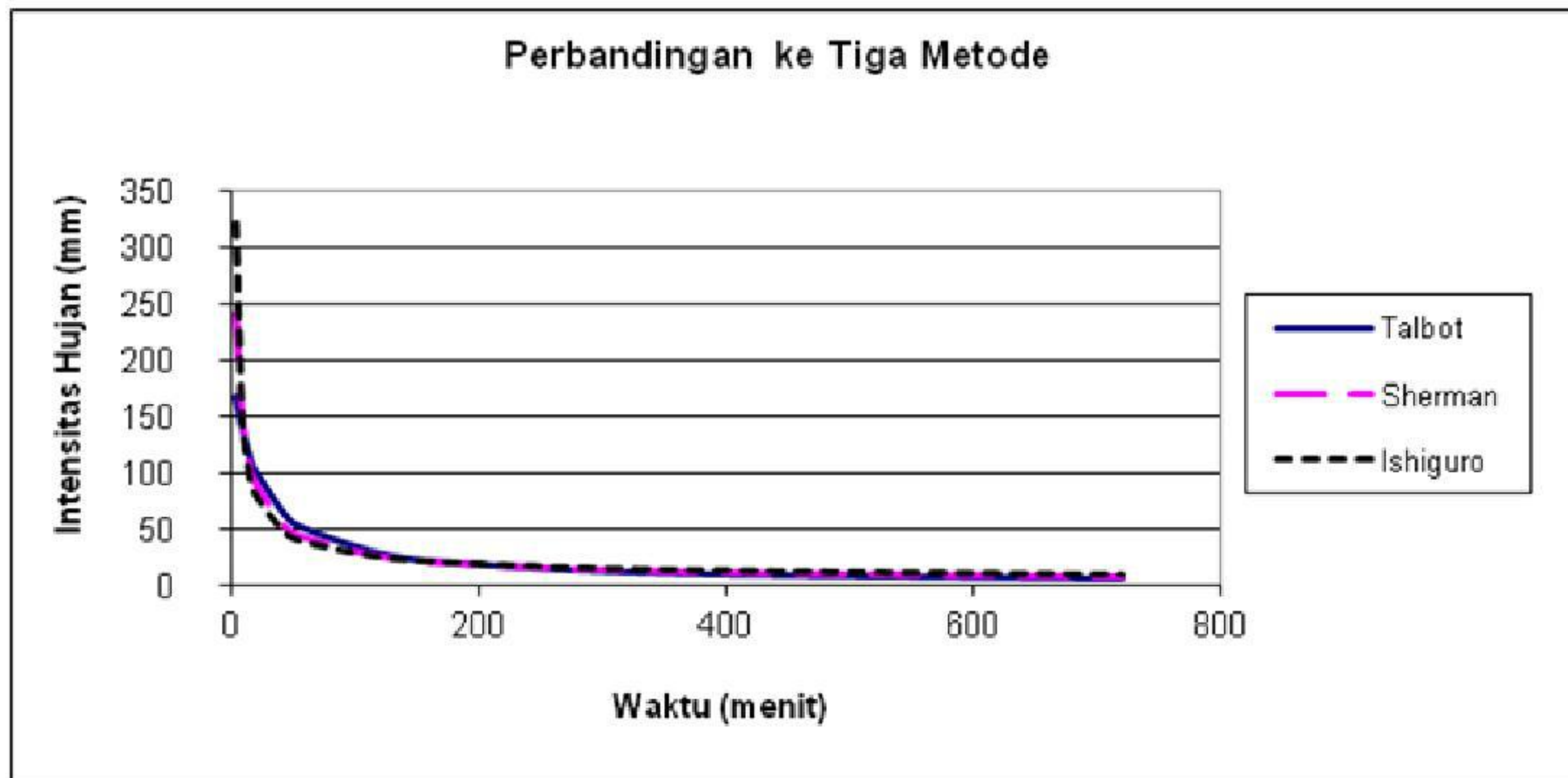
I adalah intensitas Hujan (mm / Jam);

t adalah waktu curah hujan (menit);

a,b,n adalah konstanta;

N adalah jumlah data.

Hasil perhitungan deras curah hujan dengan persamaan Talbot, Sherman dan Ishiguro dapat dilihat pada Gambar LA.1.



Gambar LA.1- Lengkung intensitas hujan

d. Persamaan Bell

Dalam persamaan Bell ini data yang digunakan adalah hujan harian maksimum tahunan rata-rata di daerah tinjau dan jumlah hari hujan tahunan rata-rata dengan tinggi hujan lebih besar dari 10 mm. Data tersebut dapat diperoleh dari kantor BMKG (Badan Meteorologi, Klimatologi dan Geofisika).

$$R_{10}^{60} = 0,92 * M^{0,67} * N^{0,33} \quad (A11)$$

$$R_T^t = R_{10}^{60} \left(0,14 * \ln T + 0,68 \right) \left(0,54 * t^{0,25} - 0,5 \right) \quad (A12)$$

Keterangan:

- R_{10}^{60} adalah ketinggian hujan durasi 60 menit periode ulang 10 tahun;
 M adalah hujan harian maksimum tahunan rata-rata;
 N adalah jumlah hari hujan tahunan rata-rata dengan tinggi hujan > 10 mm
 $1 < N < 80$ dan $50 < M < 115$;
 t adalah durasi hujan (menit);
 T adalah periode ulang (tahun);

R_T^t adalah hujan badai durasi t menit dan periode ulang T tahun.

Persamaan di atas mempunyai keterbatasan nilai yaitu $50 < M < 115$ dan $1 < N < 80$.

Setelah R_T^t , didapat maka untuk mencari $I_T^t = \frac{R_T^t}{t / 60}$ mm/jam

Dengan I_T^t : Intensitas hujan durasi t menit, periode ulang T tahun.

A.2.1.2 Metode ARRO

Metode ini digunakan untuk mendapatkan intensitas hujan, dengan prosedur sebagai berikut:

- 1) Waktu curah hujan 12 jam dan 72 jam, dan periode ulang hingga 50 tahun, dihitung dengan persamaan :

$$I_2^{24} = \text{Antilog } \bar{A} \quad (\text{A13})$$

$$I_{50}^{24} = \text{Antilog } (\bar{A} + 2,0537 \text{ SDA}) ; \quad (\text{A14})$$

$$I_2^{72} = \text{Antilog } \bar{B} \quad (\text{A15})$$

$$I_{50}^{72} = \text{Antilog } (\bar{B} + 2,0537 \text{ SDB}) \quad (\text{A16})$$

$$I_2^{12} = 3,04 (I_2^{24}) - 3,12 (I_2^{72}) \quad (\text{A17})$$

$$I_{50}^{12} = 3,04 (I_{50}^{24}) - 3,12 (I_{50}^{72}) \quad (\text{A18})$$

Keterangan:

A adalah rata-rata logaritma A_i (A_i = deretan data curah hujan maksimum 24 jam setiap tahun);

B adalah rata-rata logaritma B_i (B_i = deretan data curah hujan maksimum 72 jam setiap tahun);

SDA adalah simpangan baku dari logaritma A_i ;

SDB adalah simpangan baku dari logaritma B_i ;

I_y^t adalah intensitas hujan dengan waktu curah hujan t jam dan periode ulang y tahun dinyatakan dalam mm/jam.

- c. Intensitas hujan dengan waktu curah hujan 1 jam – 12 jam dan berdasarkan data curah hujan 12 jam dapat dihitung dengan persamaan :

$$R_t = C_t R_{12} \quad (\text{A19})$$

$$C_t = A \left(\frac{1,798}{t + 0,576} - 0,143 \right) + 1 \quad (\text{A20})$$

Keterangan:

R_t adalah deras curah hujan untuk durasi hujan t jam (mm/jam);

R_{12} adalah Intensitas hujan dengan waktu hujan 12 jam, dinyatakan dalam mm/jam;

C_t adalah variabel regional yang tergantung pada waktu curah hujan dan lokasi;

A adalah konstanta regional berkisar antara 2,1 – 6,0;

t adalah waktu curah hujan (jam).

- d. Curah hujan dengan selang waktu 6 sampai dengan 60 menit dihitung dengan persamaan :

$$\alpha_m = T_m \alpha_{60} \quad (A21)$$

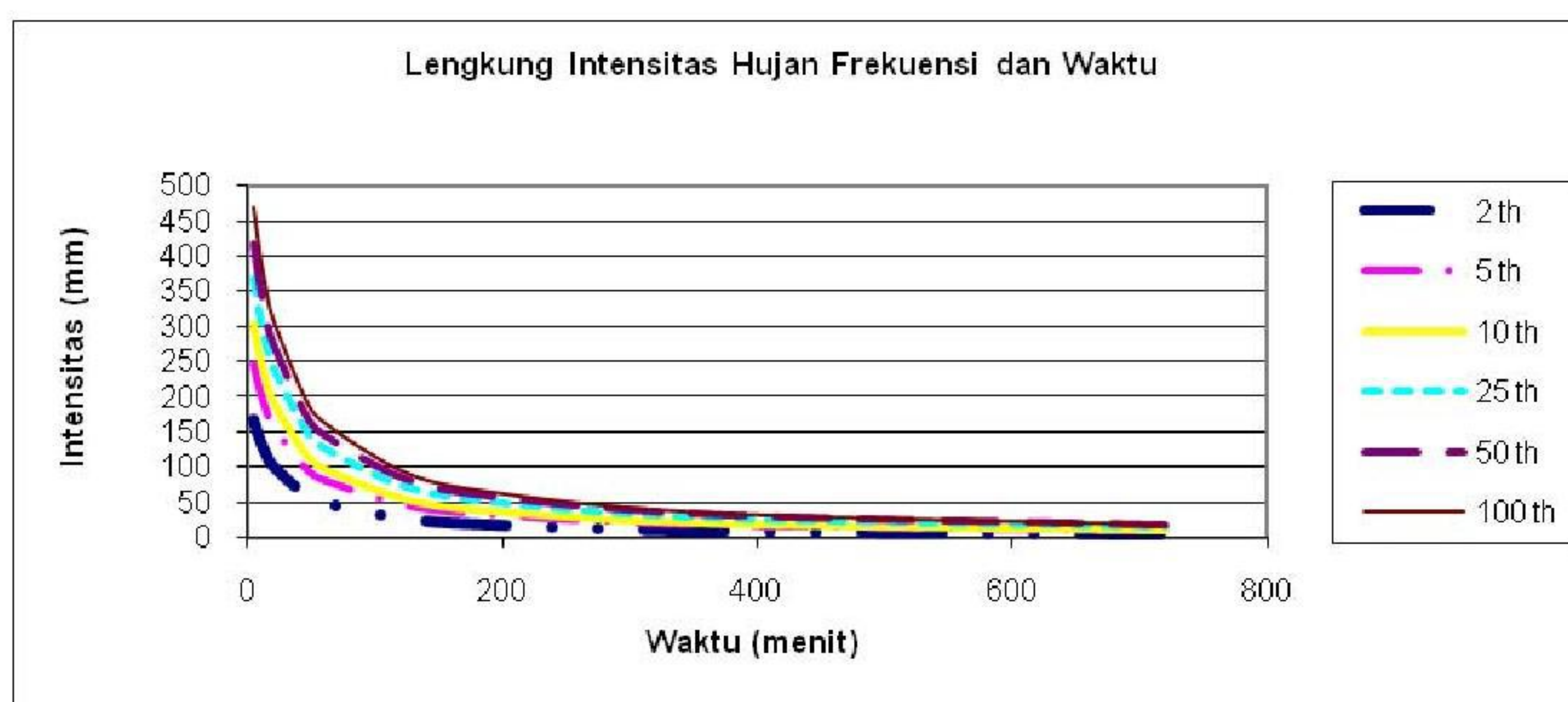
$$T_m = 0,309 + \frac{49,586}{t + 11,767} \quad (A22)$$

Keterangan:

- α_m adalah intensitas hujan untuk waktu curah hujan t menit (mm/jam);
 α_{60} adalah intensitas hujan untuk waktu curah hujan 60 menit (mm/jam);
 T_m adalah variabel yang bergantung pada waktu curah hujan;
t adalah waktu curah hujan (menit).

A.2.1.3 Intensitas hujan, frekuensi dan waktu curah hujan

Lengkung hubungan antara frekuensi, intensitas hujan dan waktu curah hujan digunakan untuk mendapatkan besar intensitas curah hujan sesuai dengan waktu konsentrasi (lihat Gambar LA.2).



Gambar LA.2- Lengkung intensitas hujan frekuensi dan waktu curah hujan

Metode perhitungan pendekatan yang lazim digunakan untuk mendapatkan hubungan antara intensitas hujan, frekuensi, dan waktu curah hujan (lihat Gambar 5) adalah metode empiris dari Bell dan analisis frekuensi dari E.J. Gumbel, dijelaskan sebagai berikut :

- 1) Metode Bell digunakan untuk menentukan tingkat curah hujan dengan berbagai waktu curah hujan dari 5 sampai 120 menit, dan periode ulang dari 2 sampai 100 tahun, apabila diketahui besar curah hujan dengan waktu curah hujan 60 menit dan periode ulang 10 tahun, dapat digunakan persamaan berikut :

$$P_T^t = (0.21 \ln T + 0.52) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_{10}^{60} \quad (A23)$$

Keterangan:

- P adalah curah hujan (mm);
T adalah periode ulang (tahun);
t adalah waktu curah hujan (menit);
ln T adalah logaritma naturalis dari periode ulang T (tahun).

- 2) Metode Gumbel dapat digunakan untuk analisis statistik curah hujan maupun debit.

A.3 Rata-rata Curah Hujan Sebagai Dasar Curah Hujan di DAS

Metode yang digunakan untuk merata-rata curah hujan pada suatu DAS adalah metode Aritmatik, Thiessen dan Isohiet, dijelaskan sebagai berikut :

- 1) Metode Aritmatik hitung ditentukan dengan cara menjumlahkan tinggi hujan dari semua tempat pengukuran selama periode tertentu, dibagi dengan jumlah pos pengukuran, (Lihat Gambar LA.3). Metode ini sebaiknya dipakai pada daerah yang datar, pos hujan banyak dan sifat hujannya merata, digunakan persamaan :

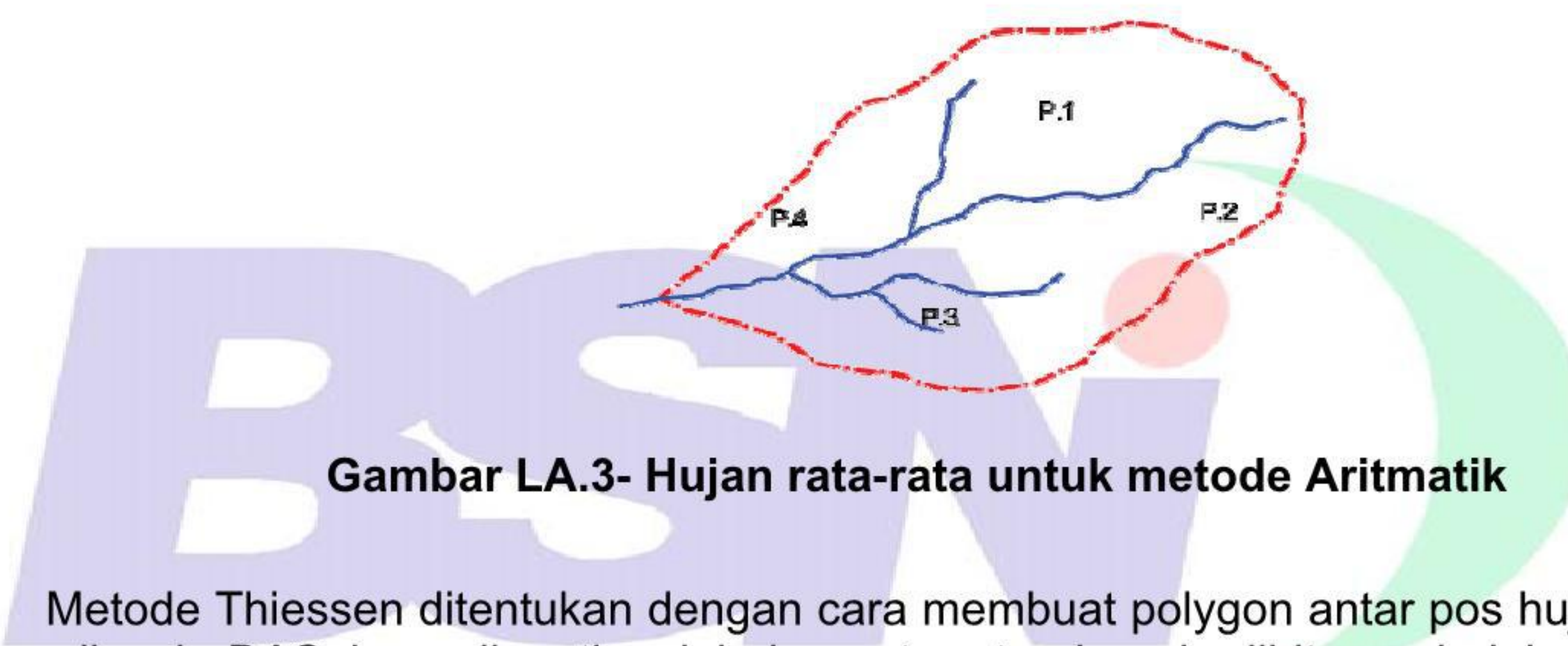
$$\bar{P} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{n} \quad (\text{A24})$$

Keterangan:

\bar{P} adalah tinggi hujan rata-rata (mm);

P_1, \dots, P_n adalah tinggi hujan pada setiap pos hujan yang diamati (mm);

n adalah banyaknya pos hujan.



Gambar LA.3- Hujan rata-rata untuk metode Aritmatik

- 2) Metode Thiessen ditentukan dengan cara membuat polygon antar pos hujan pada suatu wilayah DAS kemudian tinggi hujan rata-rata daerah dihitung dari jumlah perkalian antara tiap-tiap luas polygon dan tinggi hujannya dibagi dengan luas seluruh DAS. (Lihat Gambar LA.4). Metode ini cocok untuk menentukan tinggi hujan rata-rata, apabila pos hujannya tidak merata, digunakan persamaan :

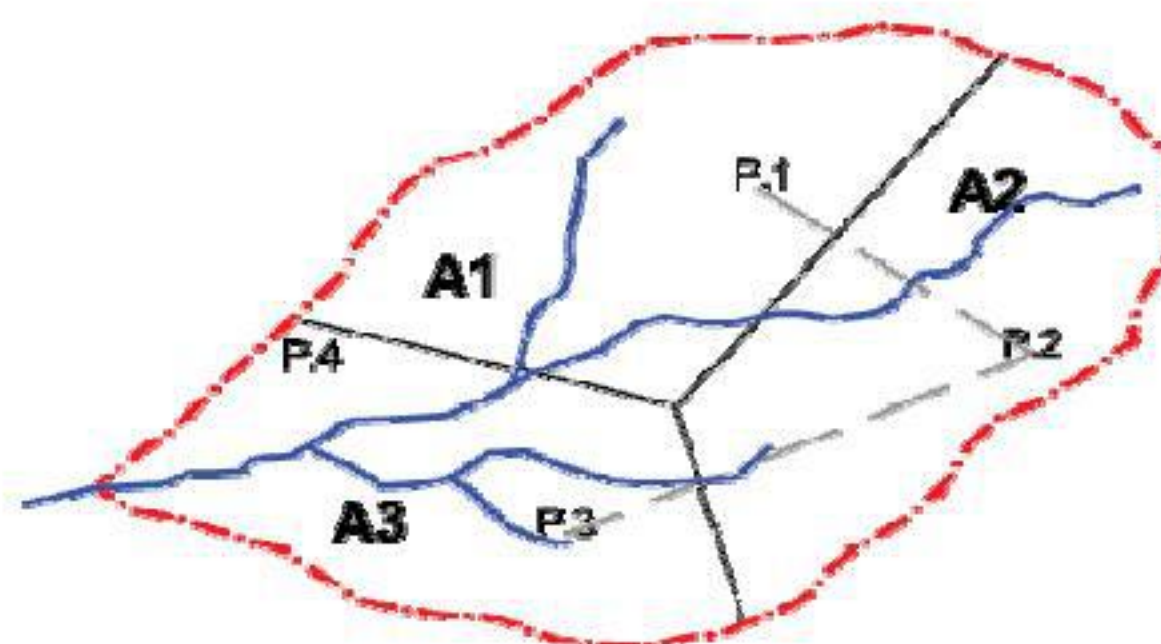
$$\bar{P} = \frac{A_1 P_1 + A_2 P_2 + \dots + A_n P_n}{A_{\text{total}}} \quad (\text{A25})$$

Keterangan:

\bar{P} adalah tinggi hujan rata-rata (mm);

$P_1 \dots P_n$ adalah tinggi hujan pada setiap pos (mm);

$A_1 \dots A_n$ adalah luas yang dibatasi garis polygon (Km^2).



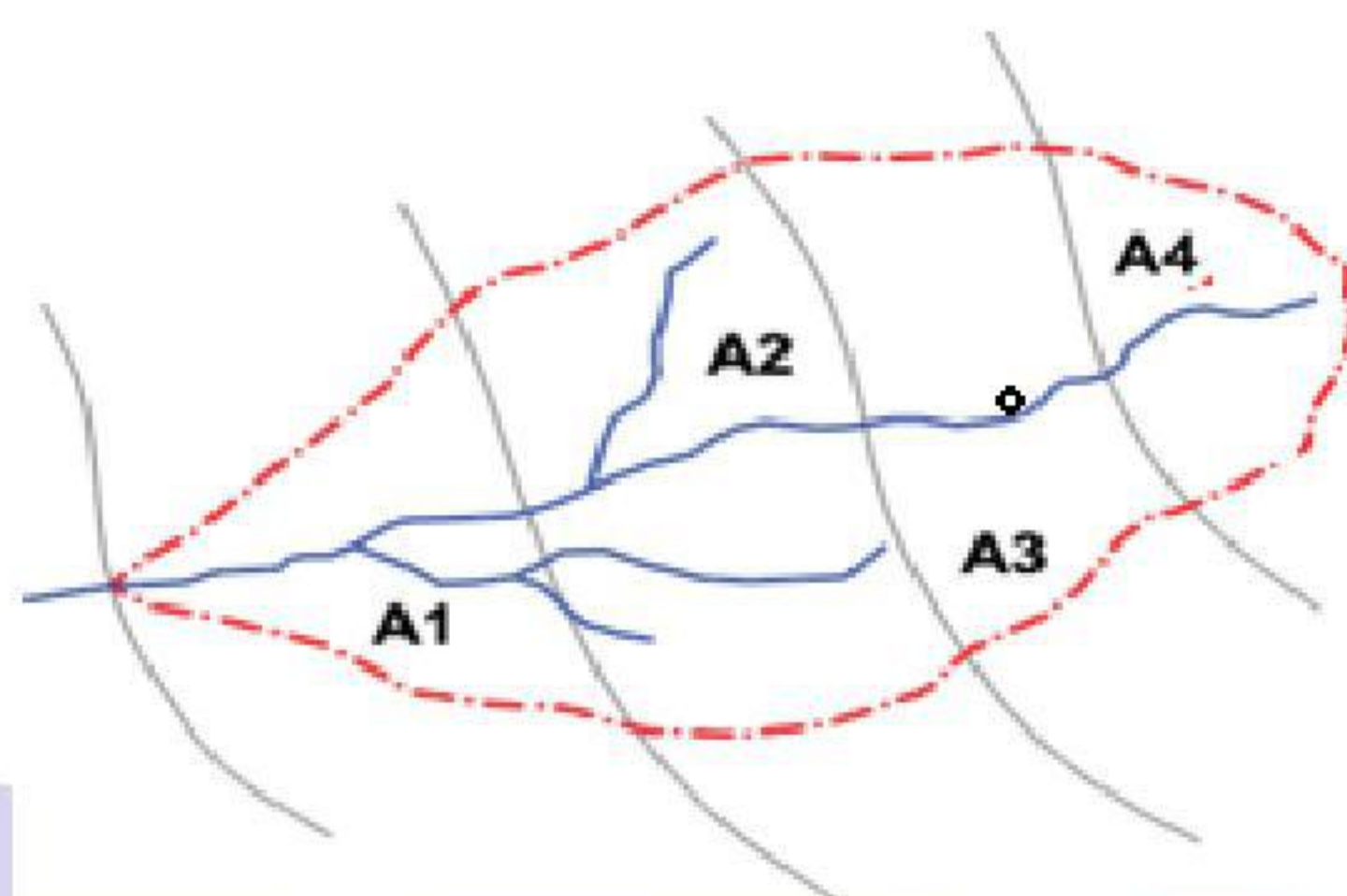
Gambar LA.4- Hujan rata-rata untuk metode Thiessen

- 3) Metode isohiet ditentukan dengan cara menggunakan peta garis kontur tinggi hujan suatu daerah dan tinggi hujan rata-rata DAS dihitung dari jumlah perkalian tinggi hujan rata-rata diantara garis isohiet dengan luas antara kedua garis isohiet tersebut, dibagi luas seluruh DAS (Lihat Gambar LA.5). Metode ini cocok untuk daerah pegunungan dan yang berbukit-bukit, digunakan persamaan :

$$\bar{P} = \frac{A_1(P_1 + P_2)/2 + A_2(P_2 + P_3)/2 + \dots + A_n(P_n + P_{n+1})/2}{A_{\text{total}}} \quad (\text{A26})$$

Keterangan:

- \bar{P} adalah tinggi hujan rata-rata (mm);
 P_2, \dots, P_n adalah tinggi hujan yang sama pada setiap garis isohiet (mm);
 A_1, \dots, A_n adalah luas yang dibatasi oleh 2 garis isohiet (km^2);
 A_2 adalah luas total DAS ($A_1 + A_2 + \dots + A_n$) (km^2).



Gambar LA.5- Hujan rata-rata untuk metode Isohiet

A.4 Pengisian data hujan yang hilang

Pos hujan kadang-kadang tidak dapat bekerja dengan baik, sehingga data curah hujan kurang lengkap. Pengisian data hujan untuk kebutuhan analisis banjir rencana hanya dilakukan jika terjadi korelasi yang sangat baik antara hujan harian maksimum dari pos yang digunakan dengan pos yang akan digunakan untuk pengisian data.

Pengisian kekosongan data hujan tersebut dilakukan dengan metode pendekatan sebagai berikut :

- 1) menentukan hujan rata-rata pada pos terdekat dengan pos hujan yang tidak mempunyai data;
- 2) faktor bobot didasarkan pada suatu nilai ratio hujan tahunan, ditentukan dengan

$$\text{persamaan } P_x = \frac{1}{n} \left[P_a \frac{A_{nx}}{A_{na}} + P_b \frac{A_{nx}}{A_{nb}} + P_c \frac{A_{nx}}{A_{nc}} + \dots + P_n \frac{A_{nx}}{A_{nn}} \right] \quad (\text{A27})$$

Keterangan:

- P_x adalah tinggi hujan pada pos yang datanya tidak lengkap (mm);
 $P_{a,b,c}$ adalah tinggi hujan dari pos di a, b, dan c (mm);
 n adalah jumlah data;
 A_x adalah tinggi hujan tahunan dari pos hujan yang datanya tidak lengkap (mm);
 $A_{a,b,c}$ adalah tinggi hujan tahunan dari pos di a, b dan c (mm).

- 3) Melakukan analisis regresi pada pos hujan terdekat.
- 4) Melakukan transposing data dari karakteristik data yang ada (Mulyantari, 2002).

A.5 Pemilihan pos hujan untuk analisis

Pendekatan yang dapat digunakan untuk menseleksi pos hujan dalam suatu DAS yang akan digunakan dalam suatu analisis hubungan antara hujan dan aliran adalah melakukan analisis *stepwise* dimana prinsip dari model ini adalah melakukan regresi ganda dan bertahap antara data debit dengan data hujan dari pos-pos yang ada (Lihat Gambar LA.6).

$$Y = ax_1 + bx_2 + cx_3 + dx_4 + \dots \dots \dots gx_n \quad (A28)$$

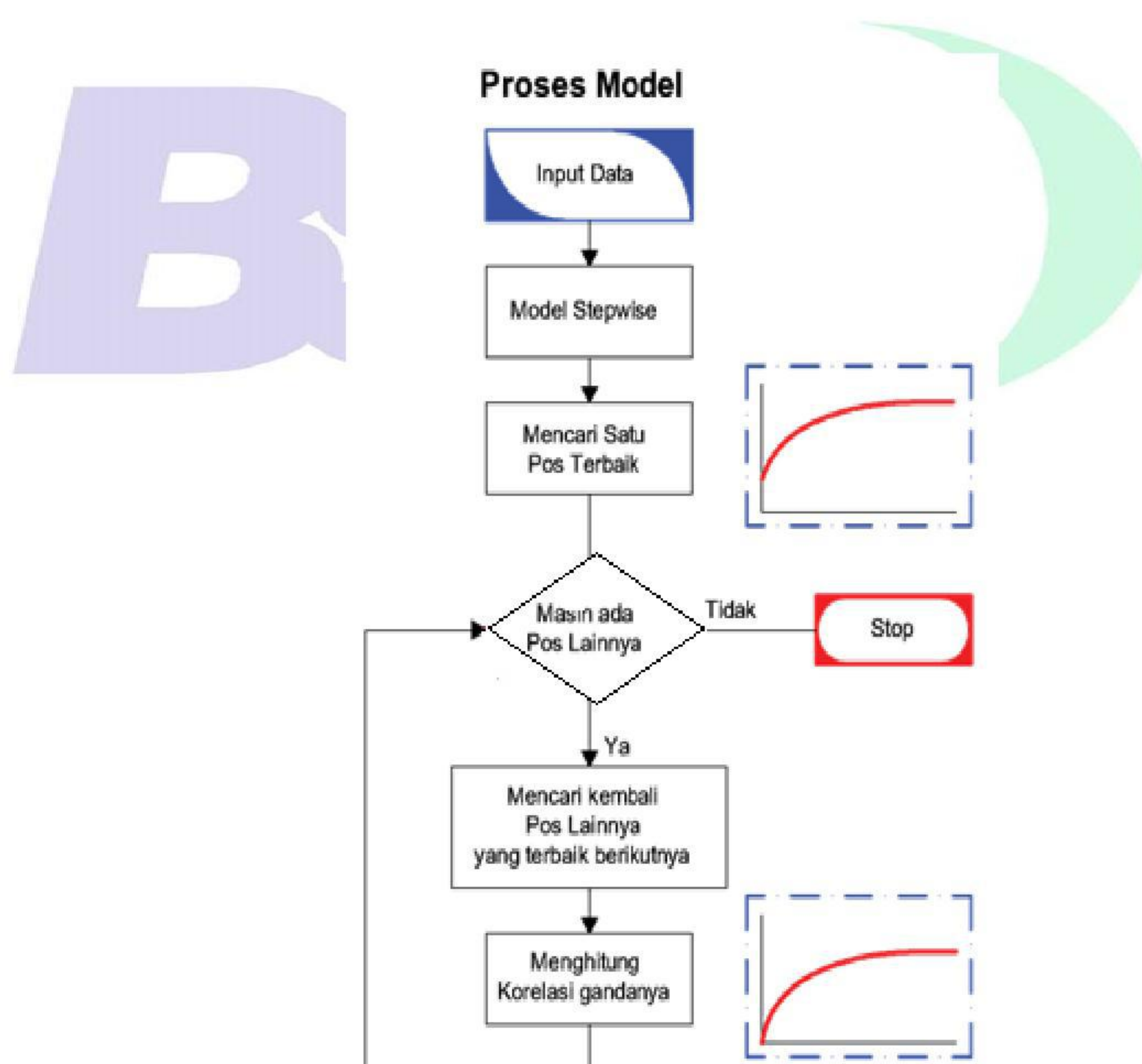
Keterangan:

x_1, x_2, x_3, x_4, x_n adalah data curah hujan bulanan pada masing-masing lokasi;

Y adalah data debit;

a, b, c, \dots adalah nilai koefisien parameter regresi.

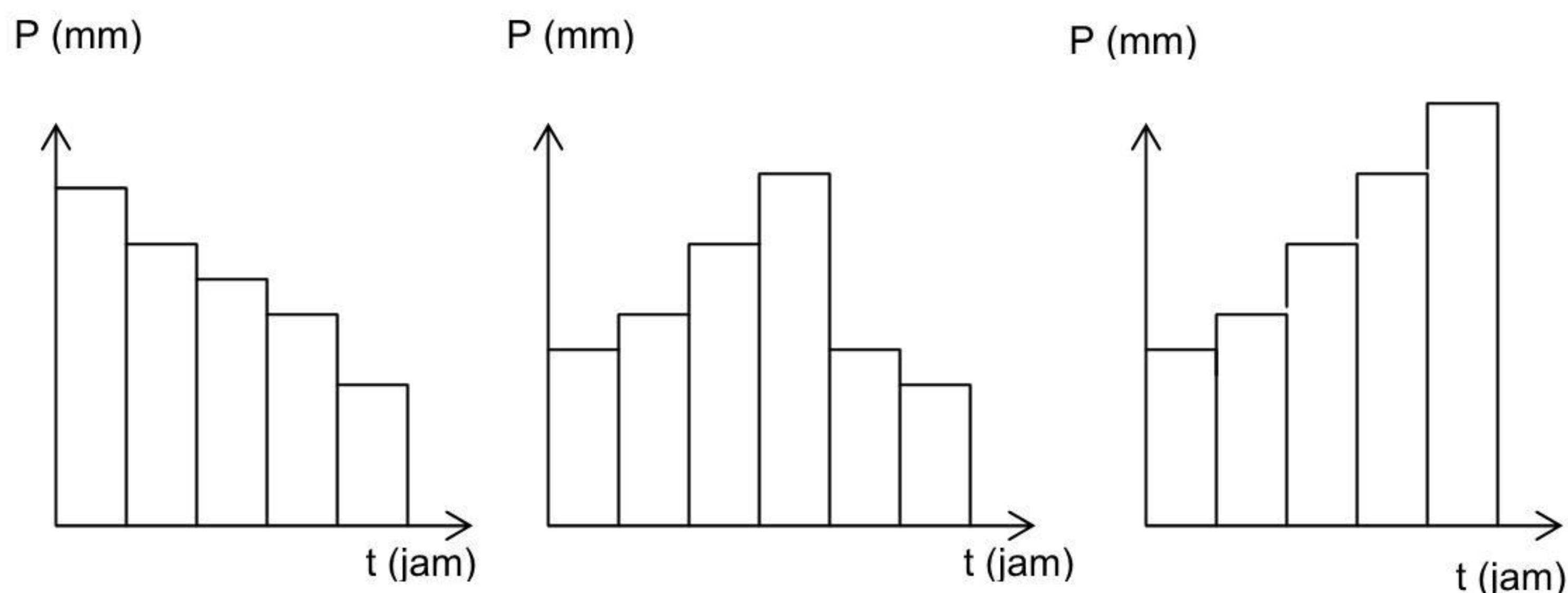
Analisis *stepwise* akan mencari korelasi antara jumlah pos, lokasi pos dan besarnya koefisien korelasinya. Hubungan ini akan merupakan grafik/kurva yang asyptotis dan dapat digunakan sebagai dasar pos-pos hujan mana dalam suatu DAS yang dominan dan mempunyai korelasi yang baik dengan pos duga airnya. Metode ini dapat digunakan dalam melakukan analisis hujan rata-rata dalam suatu DAS.



Gambar LA.6 - Tahapan dalam analisis *Stepwise*

A.6 Distribusi waktu tinggi hujan

Distribusi waktu tinggi hujan sangat besar pengaruhnya terhadap hidrograf banjir, dan untuk distribusi tertentu dapat memberikan besaran yang berbeda. Ada 3 tipe distribusi seperti terlihat pada Gambar LA.7 seperti gambar dibawah ini.



Gambar LA.7 - Pola distribusi hujan

A.7 Analisis Hujan Maksimum Boleh Jadi (HMBJ) / PMP

Metode Hershfield (1961, 1986) merupakan prosedur statistik yang digunakan untuk memperkirakan nilai hujan maksimum boleh jadi. Metode ini digunakan untuk kondisi dimana data meteorologi sangat kurang atau perlu perkiraan secara cepat. Hershfield mengembangkan persamaan frekuensi Chow :

$$X_m = \bar{X}_p + K_m S_p \quad (A29)$$

Keterangan:

- X_m adalah nilai hujan maksimum boleh jadi;
- \bar{X}_p adalah rata-rata dari seri data hujan harian maksimum tahunan berjumlah n yang telah dikalikan faktor penyesuaian;
- K_m adalah nilai fungsi dari durasi hujan dan rata-rata hujan harian maksimum tahunan;
- S_p adalah simpangan baku dari seri data hujan harian maksimum tahunan berjumlah n yang telah dikalikan faktor penyesuaian.

Nilai K_m pada persamaan (A29) didapatkan dari Gambar LA.8, dimana Nilai K_m tergantung pada durasi dan rata-rata hujan harian maksimum tahunan. Semakin kering suatu daerah akan semakin tinggi nilai K_m .

Nilai \bar{X}_p dan S_p yang digunakan pada persamaan (A29) adalah nilai \bar{X}_n dan S_n yang telah disesuaikan terhadap pengamatan maksimum dan terhadap panjang pencatatan data.

Penghitungan nilai \bar{X}_p dan S_p terhadap faktor-faktor koreksi adalah sebagai berikut :

$$\bar{X}_p = \bar{X}_n \cdot f_1 \cdot f_2 \quad (A30)$$

Keterangan:

- \bar{X}_p adalah rata – rata yang digunakan pada persamaan (A30);

\overline{X}_n adalah rata-rata data hujan harian maksimum tahunan yang telah lolos penyaringan;
 f_1 adalah faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum (Gambar LA.9);
 f_2 adalah faktor penyesuaian terhadap panjang data (Gambar LA.11).

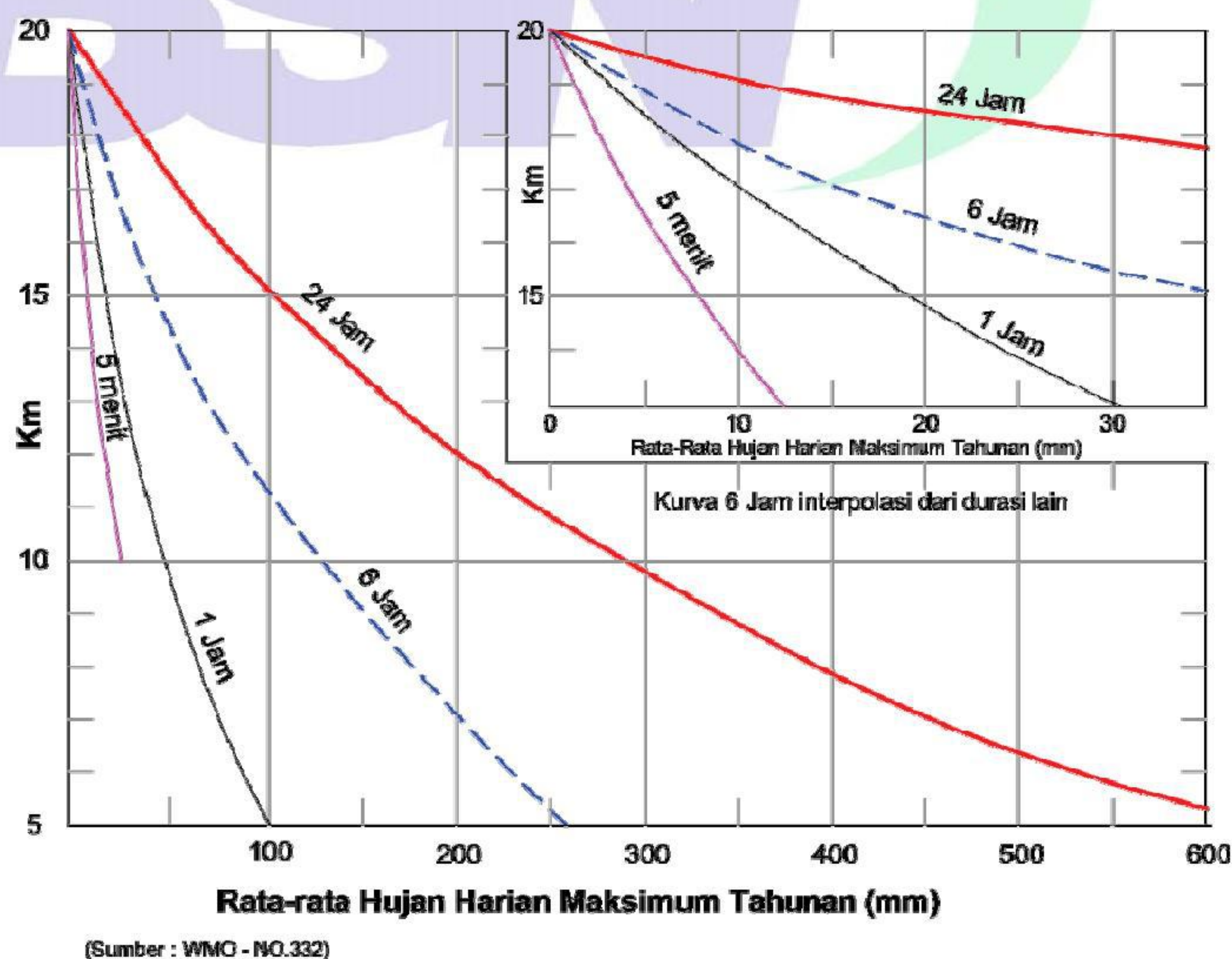
$$S_p = S_n \cdot f_3 \cdot f_4 \quad (\text{A31})$$

Keterangan:

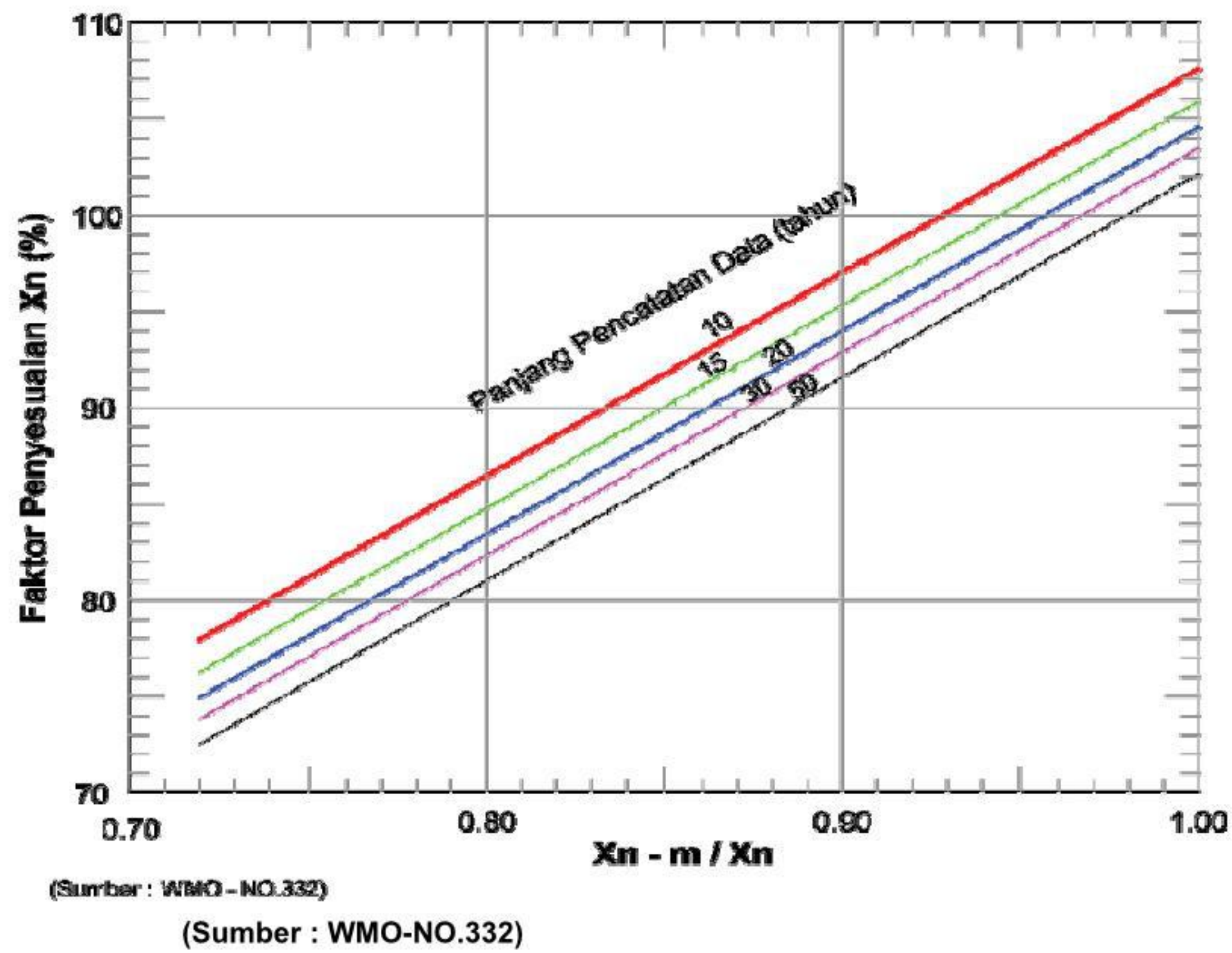
S_p adalah simpangan baku yang digunakan pada persamaan (A31);
 S_n adalah simpangan baku dari data hujan harian maksimum tahunan yang telah lolos penyaringan;
 f_3 adalah faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum (Gambar LA.10);
 f_4 adalah faktor penyesuaian terhadap panjang data (Gambar LA.11).

Setelah dilakukan penghitungan hujan maksimum boleh jadi menggunakan persamaan (A30), hasil tersebut harus dikalikan 1,13 (faktor pengali untuk durasi hujan 24 jam atau lebih) agar dapat menghasilkan atau mendekati hasil yang didapat dari hujan maksimum yang sebenarnya.

Besaran 1,13 didasarkan pada penelitian dari ribuan pos hujan untuk hujan durasi 24 jam yang berasal dari pengukuran durasi tunggal, yaitu durasi 24 jam. Faktor pengali ini tidak berlaku untuk hujan 24 jam yang berasal dari pengukuran durasi lebih kecil misal 1 jam atau 6 jam.



Gambar LA.8 - Menentukan harga K_m



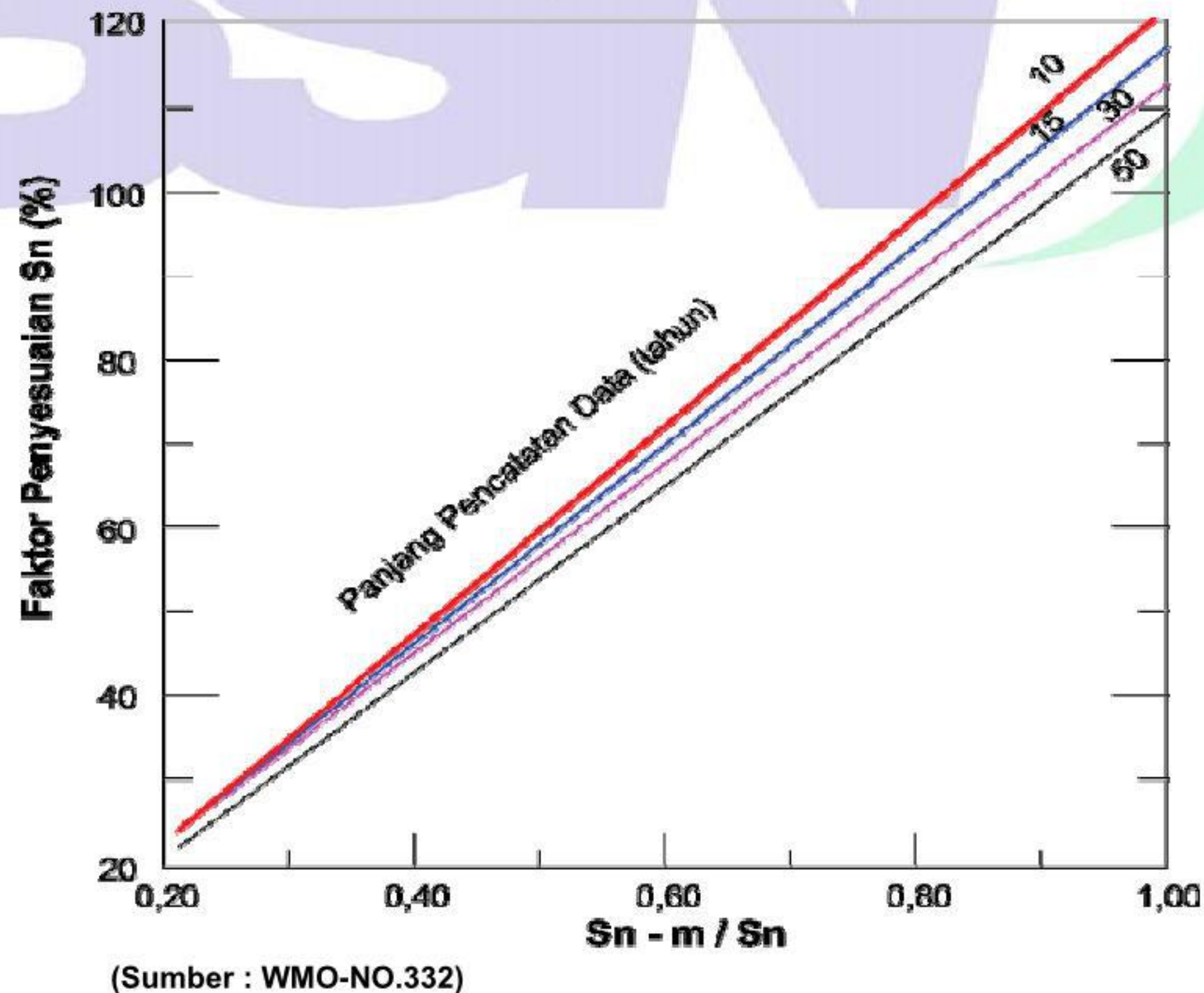
Keterangan gambar :

X_n adalah rata-rata hujan harian maksimum tahunan

X_{n-m} adalah rata-rata hujan harian maksimum tahunan tanpa nilai maksimum

Faktor penyesuaian X_n (persen) adalah f_1

Gambar LA.9- Faktor penyesuaian rata-rata terhadap pengamatan maksimum



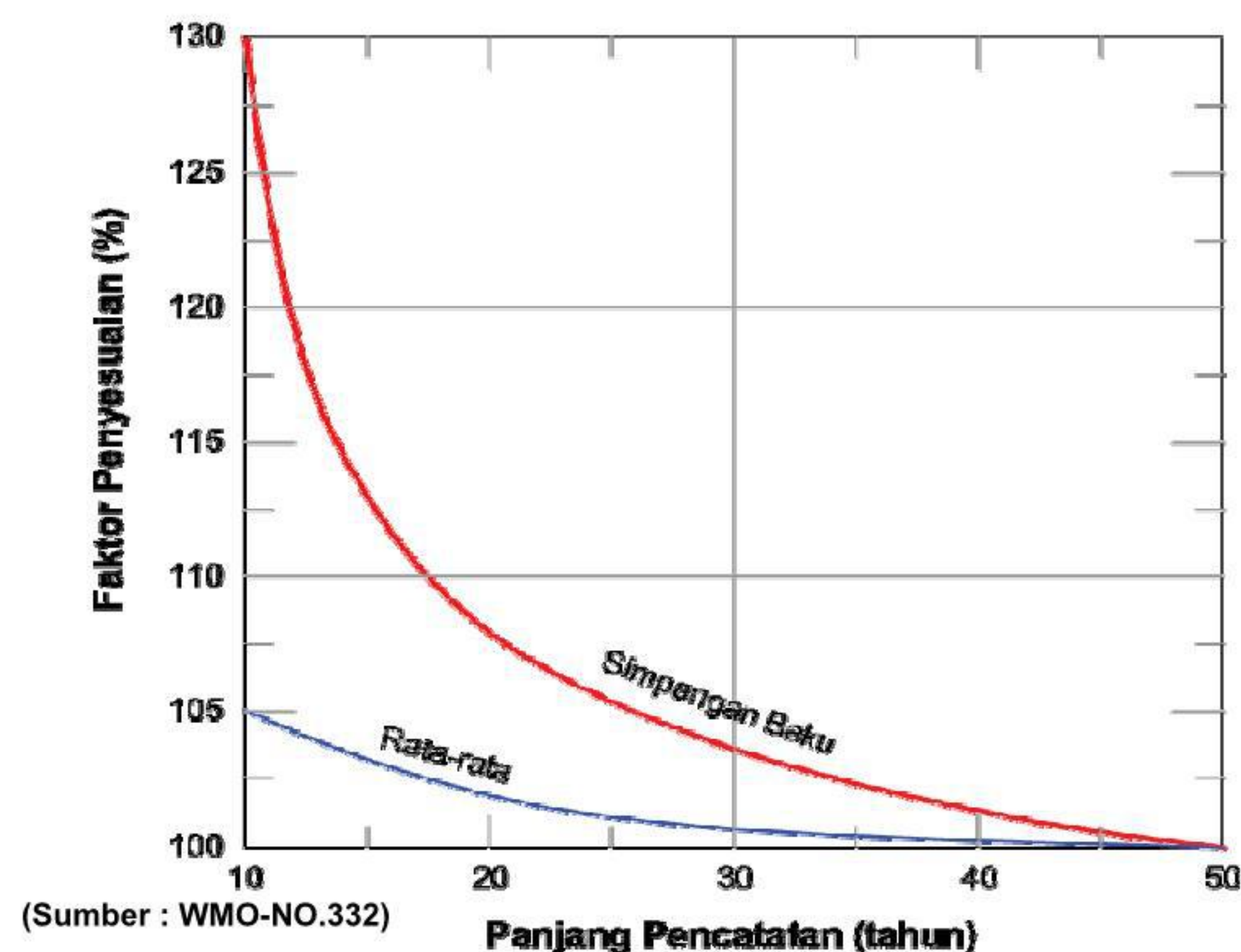
Keterangan gambar :

S_n adalah simpangan baku

S_{n-m} adalah simpangan baku tanpa nilai maksimum

Faktor penyesuaian S_n (persen) adalah f_3

Gambar LA.10- Faktor penyesuaian simpangan baku terhadap pengamatan maksimum



Keterangan gambar :

Faktor penyesuaian rata-rata adalah f_2

Faktor penyesuaian simpangan baku adalah f_4

Gambar LA.11 - Faktor penyesuaian rata-rata dan simpangan baku terhadap panjang pengamatan data

Tahapan yang dilakukan dalam penghitungan hujan maksimum bolehjadi adalah sebagai berikut :

- Pengumpulan data;
- Periksa panjang pencatatan data;
- Periksa hujan harian maksimum tahunan lebih kecil dari 20 mm;
- Periksa hujan harian maksimum tahunan terhadap hujan bulanan;
- Periksa hujan harian maksimum tahunan yang sama atau lebih besar dari 800 mm terhadap bulannya;
- Periksa hujan harian maksimum tahunan yang sama atau lebih besar dari 800 mm terhadap hujan harian sebelum dan sesudahnya;
- Periksa homogenitas, ketidaktergantungan, dan *outlier*;
- Periksa secara spasial;
- Periksa perbandingan nilai S_n , R_{mak} , dan R_{100} ;
- Hitung nilai rata-rata hujan harian maksimum tahunan;
- Cari nilai K_m ;
- Cari faktor penyesuaian hujan rata-rata maksimum tahunan terhadap pengamatan maksimum;
- Cari faktor penyesuaian hujan rata-rata maksimum tahunan terhadap panjang data;
- Hitung nilai rata-rata yang telah dikalikan faktor penyesuaian;
- Hitung simpangan baku;
- Cari faktor penyesuaian simpangan baku terhadap pengamatan maksimum;
- Cari faktor penyesuaian simpangan baku terhadap panjang data;
- Hitung nilai simpangan baku yang telah dikalikan faktor penyesuaian;
- Hitung nilai hujan maksimum bolehjadi;
- Kalikan nilai hujan maksimum bolehjadi dengan 1,13;
- Evaluasi besaran HMBJ yang dihasilkan;
- Buat draft Peta Isohit;
- Evaluasi Peta Isohit;

Lampiran F

(informatif)

Referensi B

Metode perhitungan debit banjir yang membutuhkan pengujian lebih lanjut

B.1 Cara perhitungan hidrografsatuan sintetis dengan cara ITB

Untuk menganalisis hidrograf satuan sintetis dengan metode perlu diketahui parameter fisik dan non fisik. Dari karakteristik fisik DAS dapat dihitung tiga elemen-elemen penting yaitu 1) waktu puncak (T_p) dan waktu dasar, 2) debit puncak (Q_p) dan 3) bentuk dari hidrografsatuan itu sendiri. Selain parameter fisik terdapat pula parameter non-fisik yang digunakan untuk proses kalibrasi.

a. Waktu puncak (T_p) dan Waktu dasar (T_b)

Waktu puncak hidrograf satuan sintetis ditentukan oleh harga *time lag*. *Time lag* adalah waktu tercapainya debit puncak dihitung dari pusat hujan satuan. Prosedur yang digunakan untuk menghitung *time lag* pada metode ITB ini adalah sebagai berikut:

Time lag : HSS ITB-1 menggunakan persamaan *time lag* menurut Snyder namun dengan penyederhanaan harga $L_c = 0,5 L$, sehingga persamaan Snyder dapat dituliskan sebagai berikut

$$tp = C_t 0,81225 L^{0,6} \quad (B1)$$

Sedangkan HSS ITB-2, menggunakan persamaan *time lag* menurut Nakayasu (setelah harga konstanta 0.48 dikoreksi menjadi 0.527, ini dimaksudkan agar hasil kedua segmen persamaan tidak terputus).

$$tp = C_t \begin{cases} 0,21 L^{0,7} & (L < 15 \text{ km}) \\ 0,527 + 0,058 L & (L \geq 15 \text{ km}) \end{cases} \quad (B2)$$

Dalam persamaan (B1) dan (B2) di atas $tp = \text{Time lag}$ (jam); C_t = Koefisien kalibrasi dan L = Panjang sungai(km).

Persamaan waktu selang (*time lag*) dari USGS, parameter kemiringan DAS dan Kondisi DAS sedang dalam kajian untuk dimodifikasi.

$$tp = C_t 0,38 L^{0,62} S^{-0,31} (K_D)^{0,47} \quad (B3)$$

Dalam persamaan (B3) diatas $tp = \text{Time lag}$ (jam), C_t = Koefisien kalibrasi, L = Panjang sungai(km), S = Kemiringan sungai (m/km) dan K_D = Kondisi DAS (1 s/d 10).

Time to peak : Jika persamaan *time lag* menggunakan persamaan Snyder dan jika T_r adalah durasi hujan satuan maka nilai waktu puncak adalah sebagai berikut:

$$T_p = tp + 0,50 T_r \quad (B4)$$

Jika *time lag* menggunakan persamaan Nakayasu maka nilai waktu puncak adalah sebagai berikut

$$T_p = tp + 0,60 tp \quad (B5)$$

Time base : Secara teoritis T_b berharga tak berhingga (seperi halnya cara Nakayasu), namun prakteknya T_b dapat dibatasi sampai lengkung turun mendekati nol, misal

$$T_b = (10 \text{ s/d } 20) * T_p \quad (B6)$$

Durasi hujan satuan umumnya diambil $T_r=1$ jam, namun dapat dipilih durasi lainnya asalkan dinyatakan dalam satuan jam (misal 0,5 jam, 10 menit = $1/6$ jam). Koefisien C_t diperlukan dalam proses kalibrasi harga T_p . Harga standar koefisien C_t adalah 1,0, namun jika saat proses kalibrasi dijumpai T_p perhitungan lebih kecil dari T_p pengamatan, harga diambil $C_t > 1,0$ sehingga harga T_p akan membesar, sebaliknya jika T_p perhitungan lebih besar dari T_p pengamatan, harga diambil $C_t < 1,0$ agar harga T_p akan mengecil. Proses ini diulang agar T_p perhitungan mendekati T_p pengamatan.

b. Bentuk dasar hidrograf satuan

Bentuk HSS dapat dinyatakan dengan berbagai persamaan-persamaan bentuk dasar HSS. Dua bentuk dasar HSS yang digunakan untuk HSS ITB-1 dan HSS ITB-2 sebagai berikut :

2. **HSS ITB-1** memiliki persamaan lengkung naik dan lengkung turun seluruhnya yang dinyatakan dengan **satu persamaan** yang sama yaitu

$$q(t) = \exp \left\{ 2 - t - \frac{1}{t} \right\}^{\alpha C_p} \quad (B7)$$

3. **HSS ITB-2** memiliki persamaan lengkung naik dan lengkung turun yang dinyatakan dengan **dua persamaan** yang berbeda yaitu

- Lengkung naik : $q(t) = t^\alpha$ ($0 \leq t \leq 1$) (B8)

- Lengkung turun : $q(t) = \exp \left\{ 1 - t^{\beta C_p} \right\}$ ($t > 1 \text{ s/d } \infty$) (B9)

Pada persamaan (B8) dan (B9) di atas $t=T/T_p$ dan $q=Q/Q_p$ masing-masing adalah waktu dan debit yang telah dinormalkan, dimana $t=T/T_p$ berharga antara 0 dan 1, sedang $q=Q/Q_p$ berharga antara 0 dan T_b/T_p . Harga koefisien α dan β bergantung **pada persamaan *time lag* yang digunakan**. Jika persamaan *time lag* menggunakan persamaan Snyder dan Nakayasu maka harga standar koefisien α dan β untuk HSS ITB-1 dan HSS ITB-2 diberikan pada Tabel LB.1. Jika sangat diperlukan harga koefisien α dan β dapat dirubah, namun untuk lebih memudahkan proses kalibrasi dilakukan dengan merubah koefisien C_p .

Tabel LB.1 Harga standar koefisien α dan β

Rumusan Time Lag Yang Digunakan	Harga Coeffisien Standar	
	HSS ITB-1	HSS ITB-2
Snyder ($L_c = 1/2 L$)	$\alpha = 1.500$	$\alpha = 2.500, \beta = 1.000$
β Nakayasu	$\alpha = 0.620$	$\alpha = 2.500, \beta = 0.720$

Harga standar koefisien C_p adalah 1,0, jika harga debit puncak perhitungan lebih kecil dari debit puncak pengamatan maka harga diambil $C_p > 1,0$ ini akan membuat harga debit puncak membesar, sebaliknya jika debit puncak perhitungan lebih besar dari hasil pengamatan maka harga diambil $C_p < 1,0$ agar harga debit puncak mengecil.

c. Debit puncak hidrograf satuan

Dari definisi hidrograf satuan sintetis dan prinsip konservasi massa maka dapat disimpulkan bahwa volume hujan efektif satu satuan yang jatuh merata diseluruh DAS (V_{DAS}) harus sama volume hidrograf satuan sintetis (V_{HS}) dengan waktu puncak T_p . Jika bentuk dasar hidrograf satuan diketahui, dan harga waktu puncak dan waktu dasar diketahui maka **debit puncak hidrograf satuan sintetis** akibat tinggi hujan satu satuan $R=1$ mm yang jatuh selama durasi hujan satu satuan $T_r=1$ jam, adalah sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{R}{3.6 T_p} \frac{A_{DAS}}{A_{HSS}} \quad (B10)$$

Keterangan:

Q_p adalah debit puncak hidrograf satuan (m^3/s);

R adalah curah hujan satuan (mm);

T_p adalah waktu mencapai puncak (jam);

A_{DAS} adalah luas DAS (km^2);

A_{HSS} adalah luas kurva hidrograf satuan tak berdimensi (*dimensionless unit hydrograph*) yang dilakukan secara numerik dengan metode trapesium.

Perbandingan persamaan hidrograf satuan sintetis Snyder-Alexeyev, Snyder-SCS, GAMA-1, Nakayasu, dan ITB ditunjukkan dalam bentuk tabel dalam Tabel 14.

B.2 Cara Nakayasu

Analisis hidrograf sintetis dengan pendekatan Nakayasu dapat ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{C A R}{3.6(0.3 T_p + 0.3)} \quad (B11)$$

C_p = Coef Debit (Kalibrasi)

$$T_g = 0.21 L^{0.7} \quad (L < 15 \text{ km}) \quad (B12)$$

$$T_g = 0.4 + 0.058 L \quad (L > 15 \text{ km}) \quad (B13)$$

$$T_r = 0.75 T_g \quad (B14)$$

$$T_{0.8} = 0.8 T_r \quad (B15)$$

$$T_p = T_g + 0.8 T_r \quad (B16)$$

Kurva Majemuk (4 Kondisi Kurva)

1) Untuk ($0 \leq t \leq T_p$)

$$Q_a = Q_p \left(\frac{1}{T_p} \right)^{2.4} \quad (B17)$$

2) Untuk ($T_p \leq t \leq T_p + T_{0.3}$)

$$Q_{d1} = Q_p \cdot 0.3 \left(\frac{1 - T_p}{T_{0.3}} \right) \quad (B18)$$

3) Untuk ($T_p + T_{0.3} \leq t \leq T_p + 1.5 T_{0.3}$)

$$Q_{d2} = Q_p \cdot 0.3 \left(\frac{1 - T_p + 0.5}{1.5 T_{0.3}} \right) \quad (B19)$$

4) Untuk ($t \geq T_p + 1.5 T_{0.3}$)

$$Q_{d3} = Q_p \cdot 0.3 \left(\frac{1 - T_p + 1.5 T_{0.3}}{2 T_{0.3}} \right) \quad (B20)$$

$$T_L = \begin{cases} 0,21 L^{0,7} & (L < 15 \text{ km}) \\ 0,527 + 0,058 L & (L \geq 15 \text{ km}) \end{cases} \quad (\text{B21})$$

$$T_p = 1,6 T_L \quad (\text{B22})$$

Keterangan:

Qp adalah debit puncak banjir;

R adalah hujan satuan;

C adalah koefisien;

Tp adalah tenggang waktu dari mulai hujan hingga puncak banjir (jam);

T_{0,3} adalah waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak;

T_L adalah *time lag* (Jam);

L adalah panjang sungai (km);

Tp adalah waktu puncak (Jam);

Q_a adalah limpasan sebelum mencapai debit puncak (m³/s);

T adalah waktu (jam).

Metode ini senantiasa memberikan hasil perhitungan debit banjir yang sangat besar dibandingkan dengan metode lainnya. Hal ini akan mengakibatkan hasil perencanaan yang "over design". (Belum direkomendasikan untuk diaplikasikan di Indonesia, terkecuali telah dilakukan kalibrasi dan verifikasi nilai parameternya).

B.3 Cara Limantara

Analisis hidrografsintetis dengan pendekatan Limantara dikembangkan di Universitas Brawijaya dimana persamaan yang digunakan untuk menghitung debit puncak banjir dapat ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_p = 0,042 \cdot A^{0,451} \cdot L^{0,497} \cdot L_c^{0,356} \cdot S^{-0,131} \cdot n^{0,168} \quad (\text{B23})$$

$$T_g = 0,21 L^{0,7} \quad (L < 15 \text{ km}) \quad (\text{B24})$$

$$T_g = 0,4 + 0,058 L \quad (L > 15 \text{ km}) \quad (\text{B25})$$

$$T_r = 0,75 T_g$$

$$T_{0,8} = 0,8 T_r$$

$$T_p = T_g + 0,8 T_r$$

$$T_b = \infty$$

1) Lengkung naik ($0 \leq T \leq T_p$)

$$Q_t = Q_p \cdot [(T/T_p)]^{1,107} \quad (\text{B26})$$

2) Lengkung Turun ($T_p \leq T \leq T_b$)

$$Q_t = Q_p \cdot 10^{0,175(T_p - T)} \quad (\text{B27})$$

Lampiran G

(informatif)

Referensi C

Contoh perhitungan debit banjir dengan metode yang perlu pengkajian lebih lanjut

C.1 Contoh perhitungan dengan Nakayasu

I. Karakteristik DAS dan Hujan			
Nama DAS/Sungai	Kali Serang		
A	98,06	km ²	
L	28,44	km ²	
R	1,00	mm	
Tr	1,00	jam	
II. Parameter hidrograf satuan sintetis :			
T _g	$0.21 \cdot L^{0.7}$ < 15 km	2,05	Jam
	$0.4 + 0.058 \cdot L$ > 15 km		
Tr	$0.75 \cdot T_g$	1,54	Jam
T _{0.8}	$0.8 \cdot Tr$	1,23	Jam
T _p	$T_g + 0.8 \cdot Tr$	3,28	Jam
α		3,00	<-- Untuk meninggikan dan menurunkan Qp ($\alpha > 2$ Qp turun, $\alpha < 2$ Qp naik)
T _{0.3}	$\alpha \cdot T_g$	6,15	Jam
	$T_p + T_{0.3}$	9,43	Jam
	$T_p + T_{0.3} + 1.5 \cdot T_{0.3}$	18,65	Jam
Qp		3,819	m ³ /s
III. Check Volume dan Tinggi Limpasan			
Volume Hujan	98.055	m ³	
Volume HSS	98.089	m ³	
DRO	1,000	mm	
Rasio DRO/R	1,000	<--	Harus mendekati 1.0 (Nakayasu selalu mendekati harga 1.0 ini)

IV. Bentuk Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Waktu t (jam)	$(t/T_p)^{2.4}$ Qa	$((t-T_p)/T_{0.3})$ Qd1	$((t-T_p+0.5 \cdot T_{0.3})/1.5 \cdot T_{0.3})$ Qd2	$((t-T_p+1.5 \cdot T_{0.3})/2 \cdot T_{0.3})$ Qd3	t/tp	Q/Qp	Hidrograf Satuan	
							Q	V
0,00	0,000				0,000	0,000	0,00	0,00
1,000	0,058				0,305	0,058	0,22	397,52
2,000	0,305				0,610	0,305	1,17	2495,62
3,000	0,808				0,915	0,808	3,08	7650,06
3,279	1,000				1,000	1,000	3,82	3469,72
4,000		0,868			1,220	0,868	3,32	9256,93
5,000		0,714			1,525	0,714	2,73	10876,81
6,000		0,587			1,830	0,587	2,24	8912,53
7,000		0,483			2,135	0,483	1,84	7352,24
8,000		0,397			2,440	0,397	1,52	6044,76
9,000		0,326			2,745	0,326	1,25	4969,79
9,428		0,300			2,875	0,300	1,15	1841,16
10,000			0,278		3,049	0,278	1,06	2275,08
11,000			0,244		3,354	0,244	0,93	3593,32
12,000			0,214		3,659	0,214	0,82	3153,57
13,000			0,188		3,964	0,188	0,72	2767,63
14,000			0,165		4,269	0,165	0,63	2428,93
15,000			0,145		4,574	0,145	0,55	2131,67
16,000			0,127		4,879	0,127	0,49	1870,80
17,000			0,112		5,184	0,112	0,43	1641,85
18,000			0,098		5,489	0,098	0,37	1440,92
18,651			0,090		5,688	0,090	0,34	840,72
19,000				0,087	5,794	0,087	0,33	425,01
20,000				0,079	6,099	0,079	0,30	1139,95
21,000				0,072	6,404	0,072	0,27	1033,63
22,000				0,065	6,709	0,065	0,25	937,23
23,000				0,059	7,014	0,059	0,22	849,81
24,000				0,053	7,319	0,053	0,20	770,56
25,000				0,048	7,624	0,048	0,18	698,69
26,000				0,044	7,929	0,044	0,17	633,52
27,000				0,040	8,234	0,040	0,15	574,44
28,000				0,036	8,539	0,036	0,14	520,86
29,000				0,033	8,844	0,033	0,12	472,28
30,000				0,030	9,148	0,030	0,11	428,23
31,000				0,027	9,453	0,027	0,10	388,29
32,000				0,024	9,758	0,024	0,09	352,08
33,000				0,022	10,063	0,022	0,08	319,24
34,000				0,020	10,368	0,020	0,08	289,47
35,000				0,018	10,673	0,018	0,07	262,47
36,000				0,016	10,978	0,016	0,06	237,99
37,000				0,015	11,283	0,015	0,06	215,79
38,000				0,014	11,588	0,014	0,05	195,67
39,000				0,012	11,893	0,012	0,05	177,42
40,000				0,011	12,198	0,011	0,04	160,87
41,000				0,010	12,503	0,010	0,04	145,87
42,000				0,009	12,808	0,009	0,03	132,26
43,000				0,008	13,113	0,008	0,03	119,93
44,000				0,008	13,418	0,008	0,03	108,74
45,000				0,007	13,723	0,007	0,03	98,60
46,000				0,006	14,028	0,006	0,02	89,40
47,000				0,006	14,333	0,006	0,02	81,07
48,000				0,005	14,638	0,005	0,02	73,50
49,000				0,005	14,943	0,005	0,02	66,65
50,000				0,004	15,247	0,004	0,02	60,43

C.2 Contoh perhitungan dengan metode ITB 1

I. Karakteristik DAS dan Hujan

1. Nama Sungai	=	Cibatarua
2. Luas daerah aliran Sungai (A)	=	56,92 Km ²
3. Panjang Sungai Utama (L)	=	12,15 Km
4. Tinggi Hujan	=	1,00 mm
5. Durasi Hujan Tr	=	1,00 Jam

II. Perhitungan Waktu Puncak (Tp) Dan Waktu Dasar (Tb)

1. Koefisien waktu (Ct)	=	1,00
2. Time Lag (tp)	=	3,63 Jam
tp = Ct × 0,81225 × L ^{0,6}	=	
3. Waktu Puncak	=	
Tp = tp + 0,5 Tr	=	4,13 Jam
4. Waktu Dasar	=	
TB/TP	=	10 (Ratio TB/TP)
TB	=	41,34 Jam

III. Debit Puncak (Qp)

1. Cp. Koefisien Puncak (Cp)	=	1,00
2. Alpha	=	1,500
3. Luas HSS (Numerik)	=	1,61341
4. Qp	=	2,370 m ³ /s
5. Volume Hujan pada DAS (VDAS)	=	56,920 m ³
6. Volume Unit Hidrograph	=	56,920 m ³
7. Tinggi Limpasan	=	1,000 mm

IV. Tabel perhitungan HSS ITB-1 :

T (jam)	HSS Tak berdimensi			HSS berdimensi	
	t=I/Ip	q=Q/Qp	A	Q=q×Qp	V(m ³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0,00	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
1,00	0,24187	0,02831	0,00342	0,06711	120,79753
2,00	0,48374	0,43761	0,05635	1,03726	1987,86750
3,00	0,72562	0,85587	0,15643	2,02867	5518,68139
4,00	0,96749	0,99836	0,22424	2,36642	7911,16293
4,13	1,00000	1,00000	0,03249	2,37030	1146,10363
5,00	1,20936	0,94709	0,20382	2,24488	7190,62378
6,00	1,45123	0,81022	0,21252	1,92046	7497,60999
7,00	1,69310	0,65338	0,17700	1,54870	6244,48737
8,00	1,93497	0,50780	0,14043	1,20364	4954,21270
9,00	2,17685	0,38507	0,10798	0,91272	3809,45610
10,00	2,41872	0,28701	0,08128	0,68030	2867,44004
11,00	2,66059	0,21126	0,06026	0,50075	2125,88465
12,00	2,90246	0,15405	0,04418	0,36514	1558,59656
13,00	3,14433	0,11152	0,03212	0,26434	1133,05627
14,00	3,38620	0,08028	0,02320	0,19028	818,30858
15,00	3,62808	0,05752	0,01666	0,13635	587,92992
16,00	3,86995	0,04107	0,01192	0,09734	420,64635
17,00	4,11182	0,02923	0,00850	0,06929	299,93322
18,00	4,35369	0,02075	0,00604	0,04919	213,25738
19,00	4,59556	0,01470	0,00429	0,03485	151,27113
20,00	4,83743	0,01040	0,00304	0,02464	107,08770
21,00	5,07931	0,00734	0,00215	0,01740	75,68024
22,00	5,32118	0,00518	0,00151	0,01227	53,40584
23,00	5,56305	0,00365	0,00107	0,00864	37,63948
24,00	5,80492	0,00257	0,00075	0,00608	26,49829
25,00	6,04679	0,00180	0,00053	0,00427	18,63676
26,00	6,28866	0,00127	0,00037	0,00300	13,09639
27,00	6,53054	0,00089	0,00026	0,00211	9,19609
28,00	6,77241	0,00062	0,00018	0,00148	6,45300
29,00	7,01428	0,00044	0,00013	0,00104	4,52541
30,00	7,25615	0,00031	0,00009	0,00073	3,17189
31,00	7,49802	0,00021	0,00006	0,00051	2,22211
32,00	7,73989	0,00015	0,00004	0,00036	1,55605
33,00	7,98177	0,00011	0,00003	0,00025	1,08919
34,00	8,22364	0,00007	0,00002	0,00017	0,76213
35,00	8,46551	0,00005	0,00002	0,00012	0,53310
36,00	8,70738	0,00004	0,00001	0,00009	0,37278
37,00	8,94925	0,00003	0,00001	0,00006	0,26060
38,00	9,19113	0,00002	0,00001	0,00004	0,18213
39,00	9,43300	0,00001	0,00000	0,00003	0,12726
40,00	9,67487	0,00001	0,00000	0,00002	0,08890
41,00	9,91674	0,00001	0,00000	0,00001	0,06209
42,00	10,15861	0,00000	0,00000	0,00000	0,02553
43,00	10,40048	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
44,00	10,64236	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
45,00	10,88423	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
Luas H.S			1,6134084	Volume H.S	56920,000
Sumber : Hasil Analisa 2011				Tinggi Limpasan	1,000

C.3 Contoh perhitungan dengan metode ITB 2

I. Karakteristik DAS dan Hujan

1. Nama Sungai	=	Cibatarua
2. Luas daerah aliran Sungai (A)	=	56,92 Km ²
3. Panjang Sungai Utama (L)	=	12,15 Km
4. Tinggi Hujan	=	1,00 mm
5. Durasi Hujan Tr	=	1,00 Jam

II. Perhitungan Waktu Puncak (Tp) Dan Waktu Dasar (Tb)

1. Koefisien waktu (Ct)	=	1,00
2. Time Lag		
$t_p = C_t \cdot 0,21 \cdot L^{0,7}$	< 15 km	
$C_t \cdot (0,527 + 0,058 \cdot L)$	> 15 km	1,21 Jam
3. Waktu Puncak		
$T_p = T_L + 0,6 T_L$	=	1,93 Jam
4. Waktu Dasar		
T_B/T_p	=	10 (Ratio T_B/T_p)
T_B	=	19,30 Jam

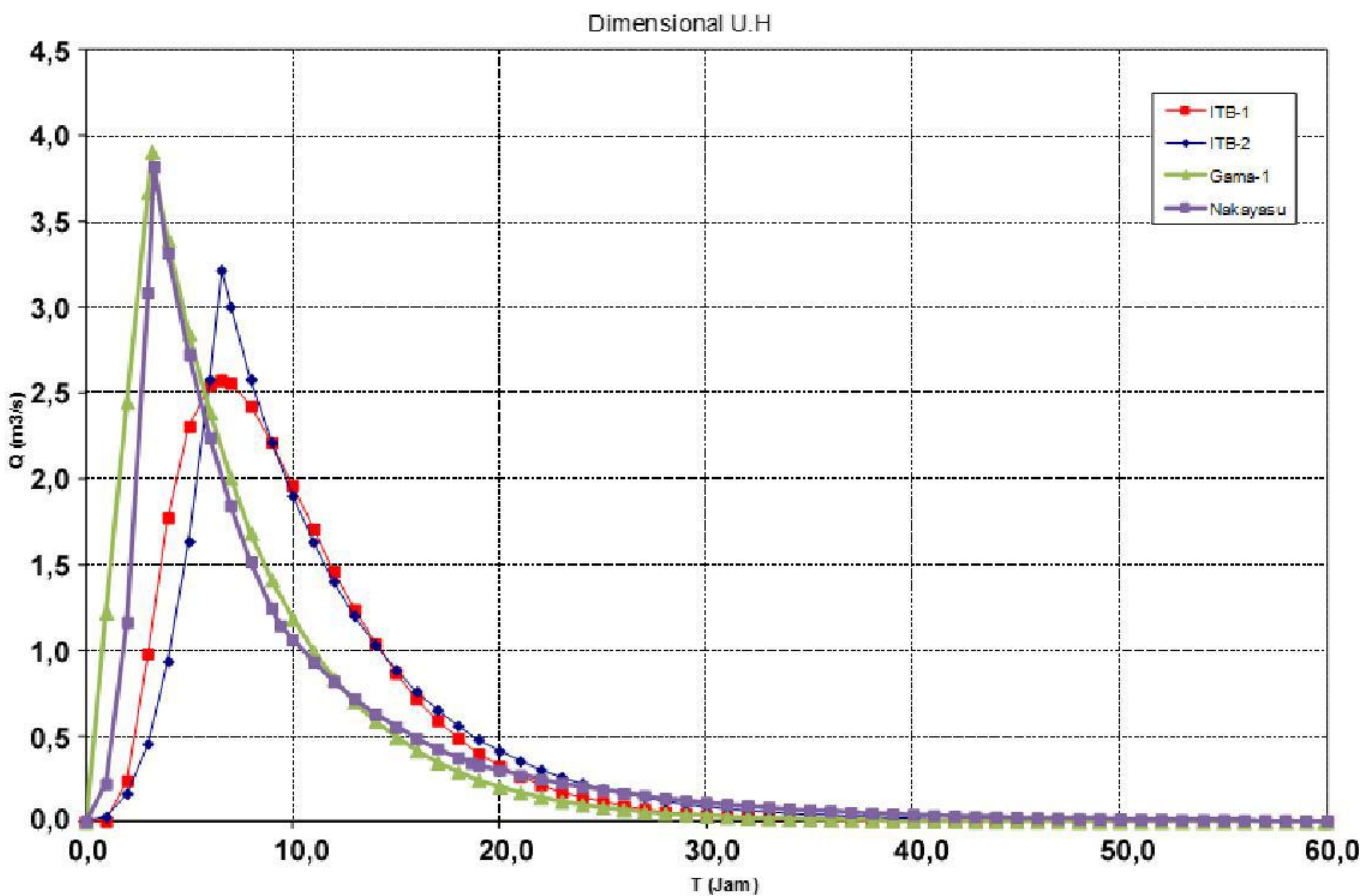
III. Debit Puncak (Qp)

1. Cd. Koefisien Puncak (C _a)	=	1,000
2. Alpha	=	2,500
3. Betha	=	0,722
3. Luas HSS (Numerik)	=	2,08384
4. Qp	=	3,931464 m ³ /s
5. Volume Hujan pada DAS (V _{DAS})	=	56.920,0 m ³
6. Volume Unit Hidrograph	=	56.920,0 m ³
7. Tinggi Limpasan	=	1,000 mm

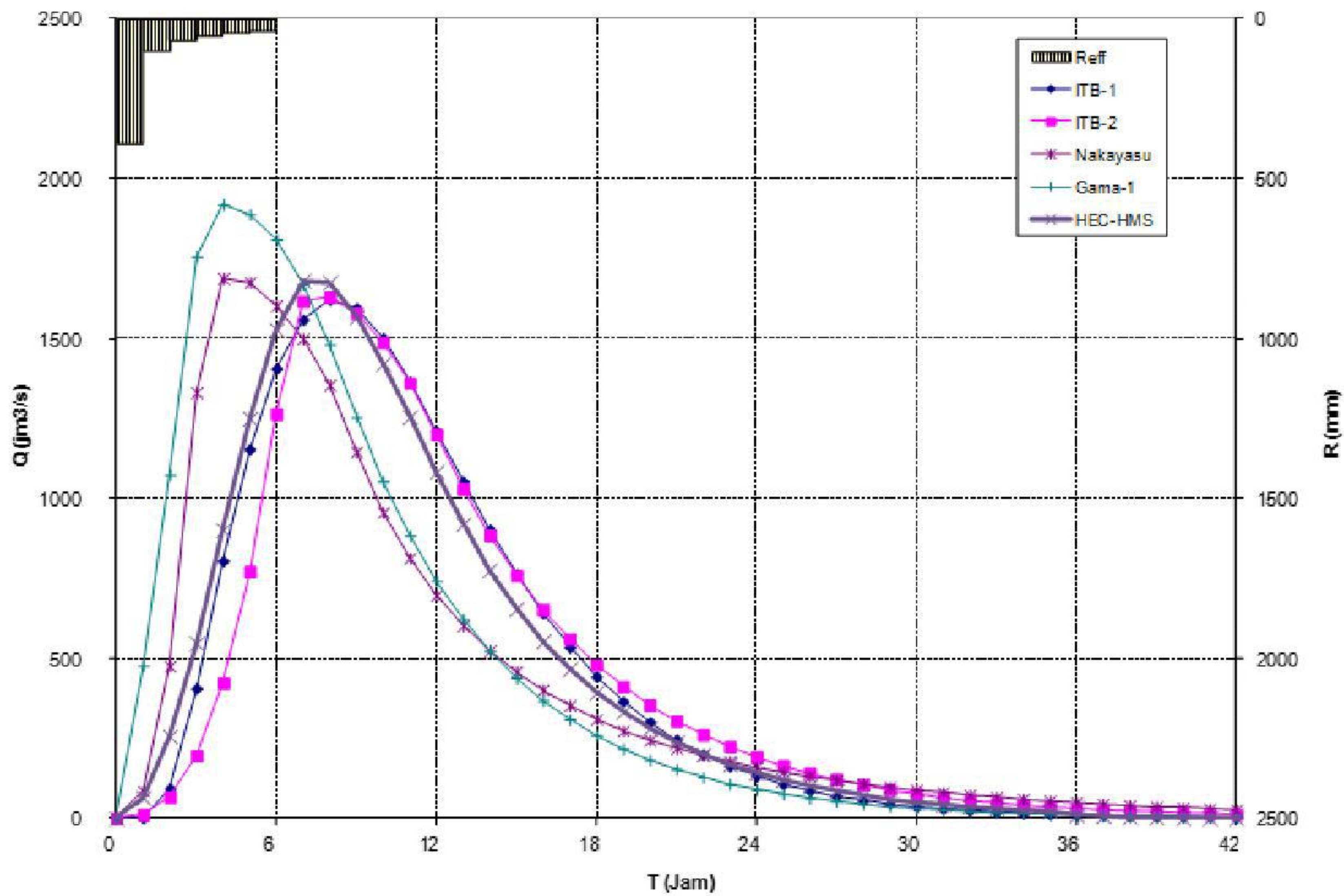
IV. Tabel perhitungan HSS ITB-2 :

T (jam)	HSS Tak berdimensi			HSS berdimensi	
	t=T/Tp	q=Q/Qp	A	Q=q×Qp	V(m ³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0,00	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
1,00	0,51815	0,19326	0,05007	0,75980	1367,63485
1,93	1,00000	1,00000	0,28749	3,93146	7852,62234
2,00	1,03630	0,97427	0,03584	3,83032	978,89379
3,00	1,55446	0,68746	0,43052	2,70273	11759,48740
4,00	2,07261	0,50064	0,30781	1,96824	8407,74481
5,00	2,59076	0,37254	0,22622	1,46463	6179,16419
6,00	3,10891	0,28173	0,16950	1,10760	4630,00025
7,00	3,62707	0,21578	0,12889	0,84834	3520,67777
8,00	4,14522	0,16701	0,09917	0,65658	2708,85434
9,00	4,66337	0,13040	0,07705	0,51266	2104,63647
10,00	5,18152	0,10259	0,06036	0,40332	1648,76562
11,00	5,69967	0,08124	0,04763	0,31940	1300,90406
12,00	6,21783	0,06472	0,03781	0,25443	1032,89618
13,00	6,73598	0,05182	0,03019	0,20373	824,68746
14,00	7,25413	0,04169	0,02423	0,16391	661,75215
15,00	7,77228	0,03369	0,01953	0,13244	533,41909
16,00	8,29043	0,02732	0,01581	0,10743	431,75308
17,00	8,80859	0,02225	0,01284	0,08746	350,79068
18,00	9,32674	0,01817	0,01047	0,07144	286,00847
19,00	9,84489	0,01489	0,00856	0,05853	233,94681
20,00	10,36304	0,00000	0,00386	0,00000	105,36018
21,00	10,88120	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
22,00	11,39935	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
23,00	11,91750	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
24,00	12,43565	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
25,00	12,95380	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
26,00	13,47196	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
27,00	13,99011	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
28,00	14,50826	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
29,00	15,02641	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
30,00	15,54457	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
31,00	16,06272	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
32,00	16,58087	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
33,00	17,09902	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
34,00	17,61717	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
35,00	18,13533	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
36,00	18,65348	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
37,00	19,17163	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
38,00	19,68978	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
39,00	20,20793	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
40,00	20,72609	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
41,00	21,24424	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
42,00	21,76239	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
43,00	22,28054	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
44,00	22,79870	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
45,00	23,31685	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
Luas HSS			2,0838449	Volume	56920,000
Sumber : Hasil Analisa 2011				Tinggi Limpasan	1,000

Hidrograf satuan yang didapatkan dari hasil analisis menggunakan beberapa pendekatan model seperti ITB-1, ITB-2, Gama-1 dan Nakayasu dapat dilihat pada Gambar LC.1 sedangkan hidrograf banjir rencana untuk periode ulang hujan 5 tahunan dapat dilihat pada Gambar LC.2



Gambar LC.1 -Hidrograf Satuan dari beberapa metode



Gambar LC.2 -Hidrograf banjir dari beberapa metode

Bibliografi

- Bell.F.C. Generalized Rainfall Distribution Frequency Relationships, J. Hydraul. Div. ASCE, vol 95, pp 311-327.
- Bras, R. L., (1990). Hydrology, an Introduction to Hydrologic Science. Addison Wesley.
- Burges, S.J., Latenmaier, D.P. and Bates, C.L, 1975. Properties of the Three Parameter Lognormal Probability Distribution, Water Resour. Res., 11(2) : 229-235
- Chin, 2000, Water Resources Engineering, Prentise Hall
- Chow, V.T. A General Formula for Hydrologic Frequency Analysis, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 32, pp. 231-237, April 1951.
- Chow, V.T., Maidment, D., and Mays, L. W., (1988). Applied Hydrology. McGraw Hill.
- Dalrymple, T. Regional Flood Frequency, High Res. Board Res. Rep. 11-B, pp. 4-20, 1950.
- Dantje K. Natakusumah, Prosedure Umum Penentuan Hidrograf Satuan Sintetis Untuk Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana, Seminar Nasional Teknik Sumber Daya Air, Peran Masyarakat, Pemerintah dan Swasta sebagai Jejaring, dalam Mitigasi Bahaya Banjir, Bandung, 11 Agustus 2009
- Dantje K. Natakusumah. Waluyo Hatmoko, Dhemi Harlan, Prosedure Umum Penentuan Hidrograf Satuan Sintetis Untuk Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana, Sudi Kasus Pengembangan HSS ITB-1 dan HSS ITB-2. Seminar Nasional Teknik Sumber Daya Air, Puslibang Sumber Daya Air, Bandung, 9 November 2010
- Gringorten I.,1962. Fitting Meteorological Extrems by Various Distribution, J. R. Meteorol. Soc., vol 88, pp 170-176.
- Gringorten I.,1963. Plotting Rule foe Extrems Probability Paper, J. Geophy. Res., vol 68, pp 813-814
- Gumbel, E.J. Statistics of Extremes, Columbia University Press, New York, 1958.
- Harto, S., 1993: Analisis Hidrologi, Penerbit P.T.Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Jackson, D.R., 1981. WRC Standard Flood Frequency Guideline, Journal of the Water Resources Management and Planning Division, American Society of Civil Engineering 107(WR1), 211-224
- Johnson, W.L. and S. Kotz., 1970. Distribution in Statistics : Continuous Univariate Distribution – 1, Houghton – Mifflin Co., Boston
- Linsley, R. K, Franzini, J. B. Sangsongko, D, 1986, Teknik Sumber Daya Air, Erlangga, Jakarta.
- Linsley, R. K, Kholer, M. A, Paulhus, J. L. H, Hermawan, Y, 1989, Hidrologi Untuk Insinyur, Erlangga, Jakarta.
- Loebis, J., 1984. Banjir Rencana untuk Bangunan Air, Direktorat Penyelidikan masalah Air, Dept. Pekerjaan Umum.
- Martin Wanielista, Robert Kersten and Roy Eaglein, 1997, Hydrology Water Quantity and Quality Control, John Wiley & Sons, 2 nd – edition
- O'Connell, P.E.(1981), An Evaluation of Flood Forecasting Procedures for River Basin, Indonesia, Institute of Hydrology, Wallingford, Oxon, U.K.
- Paulhus,J.L.H., and J.F. Miller. Flood Frequency Derive from Rainfall Data. J. Hydraul. Div. ASCE. Vol 83, pp 1451, December 1957.

Ramírez, J. A., 2000: Prediction and Modeling of Flood Hydrology and Hydraulics. Chapter 11 of Inland Flood Hazards: Human, Riparian and Aquatic Communities Eds. Ellen Wohl; Cambridge University Press.

Slade, J.J., Jr., 1936. An asymmetric probability function, Trans. Of Am. Soc. Civil Eng. 101 : 35-61

SNI 03-2415-1991, Metode perhitungan debit banjir.

Soemarto, C.D., 1995: Hidrologi Teknik, Penerbit Erlangga, Jakarta.

Sosrodarsono, S., Takeda, K, 1993, Hidrologi Untuk Pengairan, PT Pradnya Paramita, Jakarta.

Stedinger, J.R., 1980. Fitting lognormal distributions to hydrologic data, Water Resour. Res. 16(3) : 481-490

Subramanya, K., 1984: Engineering Hydrology, Penerbit Tata McGraw-Hill, New Delhi.

Schwab, et.al 1981, arsyad 2006

Triatmodjo, B., 2008: Hidrologi Terapan, Penerbit Beta Offset Yogyakarta, Yogyakarta.

US Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service, June 1986

Wanielista, Martin.,P., 1997, Hidrologi Water Quantity and Quality Control, John Wiley & Sons. Inc, Canada.

World Meteorological Organization, 1969. Estimation of Maximum Floods, WMO no. 233, Tech. Note. 81, 1996, Geneva, Switzerland

World Meteorological Organization, 1976. WMO-No-168, Guide to Hydrological Practices, Volume I, Data, Secretariat of WMO, Geneva, Switzerland

World Meteorological Organization, 1983. WMO-No-168, Guide to Hydrological Practices, Volume II Analysis, Forecasting and Other Application, Secretariat of WMO, Geneva, Switzerland